

# **AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESPOSTA CÍCLICA EM FLEXÃO BIAxIAL COM ESFORÇO NORMAL DE PILARES DE BETÃO ARMADO REFORÇADOS COM FRP**

**PEDRO MIGUEL JARDIM PEREIRA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

---

Coorientadores: Professor Doutor Patrício António Almeida Rocha e  
Doutor José Filipe Miranda Melo

JUNHO DE 2016



## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.





À Família e Amigos



## **AGRADECIMENTOS**

Com fim desta etapa de extrema importância na minha vida, não poderia deixar de agradecer aos que de uma forma ou de outra contribuíram e me apoiaram não só ao longo de todo o curso, mas em particular na realização deste trabalho;

Ao Professor António Arêde, o meu orientador, pelo apoio, motivação e vasto conhecimento transmitidos ao longo destes meses;

Ao Professor Doutor Patrício Rocha e Doutor José Melo, os meus co-orientadores, pelo seu aconselhamento e por toda a disponibilidade e apoio demonstrados no desenvolvimento deste estudo, particularmente nas campanhas experimentais realizadas no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE);

Ao Sr. Valdemar Luís, Sr. Guilherme e ao Nuno Pinto, do LESE, e à Engenheira Paula Silva, do LABEST, cujo apoio e dedicação possibilitaram a preparação e realização dos ensaios experimentais;

À Amândio Melo Construções Unipessoal, Lda por todo o rigor, disponibilidade e profissionalismo na construção dos pilares ensaiados;

À STAP - Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S.A., pelo apoio logístico e técnico que permitiu a preparação dos ensaios experimentais;

À minha família, em especial aos meus pais e ao meu irmão, pelo apoio, motivação e confiança que sempre depositaram em mim.

Por fim, a todos os meus colegas e amigos, engenheiros e futuros engenheiros, que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, em especial ao grupo do Serra pela amizade e companheirismo de longos anos.



## **RESUMO**

O estudo da resposta de pilares de betão armado sujeitos a ações cíclicas horizontais é essencial para perceber de que forma os sismos afetam a integridade das estruturas, especialmente as que já existem e são especialmente vulneráveis a este tipo de ação, como é o caso de muitos edifícios existentes em zonas de atividade sísmica significativa que não foram dimensionados tendo em conta ações sísmicas. Surge assim a necessidade de reforçar esses edifícios de modo dotá-los de resistência sísmica.

Embora alguns estudos sobre reforço estrutural já tenham sido realizados, existe a necessidade de continuar a desenvolver e otimizar soluções de modo a que a melhor compreender o seu comportamento.

Neste trabalho procurou-se avaliar o desempenho de uma nova disposição de reforço de pilares de betão armado que, para além de desempenharem um papel fundamental nas estruturas, são dos elementos que maior dano sofrem com este tipo de ações. A nova disposição de reforço consiste em colocar as mantas de FRP imediatamente após as armaduras longitudinais confinando assim de um modo mais eficiente o núcleo de betão.

**PALAVRAS-CHAVE:** Reforço de estruturas, pilares de betão armado, comportamento cíclico, ensaios experimentais, modelação numérica



## **ABSTRACT**

The study of the response of reinforced concrete columns subjected to horizontal cyclic loads is essential to understand how earthquakes affects the integrity of structures, especially those that already exist and are vulnerable to this type of action, as is the case of many buildings existing in significant seismic activity zones that have not been designed taking seismic actions into account. This raises the need to strengthen these buildings so provide them with seismic resistance.

Although some studies about structural strengthening has been made, there is a need to further develop and optimize solutions for better understanding of its behaviour.

This study sought to evaluate the performance of a new provision for strengthening of reinforced concrete columns, in addition to playing a key role in the structures, are the elements that most damage suffer from this type of action. The new reinforcing arrangement consists in placing FRP blankets immediately after the longitudinal reinforcement thus confining a more efficient core concrete.

**KEYWORDS:** Structural retrofitting, RC columns, cyclic behaviour, experimental testing, numerical modelling





## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
 <b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	 1
1.1. INTRODUÇÃO .....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	1
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	1
<b>2 ESTADO DA ARTE</b> .....	<b>3</b>
2.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.2. ENSAIOS REALIZADOS POR OUTROS AUTORES .....	3
<b>3 CAMPANHA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>17</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	17
3.2. GEOMETRIA E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DOS PROVETES ENSAIADOS .....	17
3.3. CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO, INSTRUMENTAÇÃO E CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO .....	18
3.3.1. CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO .....	18
3.3.2. INSTRUMENTAÇÃO ADOPTADA .....	19
3.3.3. CARGA AXIAL E HISTÓRIA DOS DESLOCAMENTOS CÍCLICOS IMPOSTOS .....	20
3.4. FABRICO DOS PROVETES .....	21
3.5. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	22
3.5.1. MICROBETÃO DE REPARAÇÃO .....	22
3.5.2. ARGAMASSA DE REPARAÇÃO .....	23
3.6. PROCESSO DE REPARAÇÃO DOS PILARES .....	24
3.7. SOLUÇÃO DE REFORÇO APLICADO .....	25
3.7.1. INTRODUÇÃO .....	25
3.7.2. FATOR DE CONFINAMENTO DO BETÃO .....	26
3.7.2.1. Norma Italiana – CNT-DT200/2004 .....	26
3.7.2.2. Norma Americana – ACI 440.2R-02 .....	27
3.7.2.3. Concrete Society TR55 3rd edition .....	28
3.7.2.4. Norma Europeia – Eurocódigo 8.3 .....	28
3.7.2.5. Conclusão .....	29

3.7.3. PROCESSO DE APLICAÇÃO DO REFORÇO .....	30
<b>4 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS .....</b>	<b>33</b>
4.1. INTRODUÇÃO .....	33
4.2. EVOLUÇÃO DO DANO NOS PILARES ENSAIADOS .....	33
4.2.1. DANO OBSERVADO .....	33
4.2.1.1. Pilares sob ação uniaxial .....	34
4.2.1.2. Pilares sob ação biaxial .....	36
4.2.2. DISTRIBUIÇÃO DO DANO .....	38
4.3. COMPORTAMENTO HISTERÉTICO FORÇA – DESLOCAMENTO .....	39
4.3.1. ANÁLISE GLOBAL .....	39
4.3.1.1. Ensaio Uniaxiais .....	39
4.3.1.2. Ensaio Biaxiais .....	40
4.3.2. AVALIAÇÃO DO DESLOCAMENTO DE CEDÊNCIA E DO DESLOCAMENTO ÚLTIMO .....	44
4.3.3. ANÁLISE DE DUCTILIDADE .....	45
4.4. DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA .....	46
4.5. DEGRADAÇÃO DE RIGIDEZ RELATIVA .....	47
4.6. DISSIPACÃO DE ENERGIA .....	48
<b>5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PILARES .....</b>	<b>51</b>
5.1. INTRODUÇÃO .....	51
5.2. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO .....	51
5.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO AÇO .....	51
5.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO .....	53
5.2.3. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE REFORÇO .....	53
5.2.4. MODELOS NUMÉRICOS.....	55
5.3. COMPARAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	56
<b>6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>61</b>
6.1. CONCLUSÃO FINAL .....	61
6.2. TRABALHOS FUTUROS.....	61
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	63

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Disposições construtivas (Rocha,2011) .....	4
Figura 2.2 Quadro resumo (Rocha,2011) .....	4
Figura 2.3 a) Disposições construtivas; b) set-up experimental (Rodrigues et al.,2015) .....	5
Figura 2.4 Tabela síntese dos pilares (Rodrigues et al.,2015) .....	6
Figura 2.5 Tabela Disposições construtivas, leis de carga e reforço (Rodrigues et al.,2015b) .....	6
Figura 2.6 a) Disposições construtivas; b) Tabela síntese dos pilares (Ye,L.P: et al.,2003).....	7
Figura 2.7 a) Soluções de adesão fibra/betão; b) Tabela síntese dos pilares (Katsumata et al.,1988) .	8
Figura 2.8 Tabela de reforço adotado (Katsumata et al.,1988) .....	9
Figura 2.9 a) Disposições construtivas (Ozcan et al.,2008) .....	10
Figura 2.10 Seção transversal (Ozcan et al.,2008) .....	10
Figura 2.11 a) Tabela síntese dos pilares (Yalcin et al.(2006) .....	11
Figura 2.12 Seção transversal (Yalcin et al.(2006) .....	11
Figura 2.13 a) Disposições construtivas; b) Tabela do ratio de fibra utilizado (Saadatmaesh et al.,1997) .....	12
Figura 2.14 a) Tabela síntese dos pilares ensaiados (Saadatmaesh et al.,1997) .....	13
Figura 3.1 Sapata Feita em aço.....	17
Figura 3.2 a) Secção Transversal; b) disposição construtiva .....	18
Figura 3.3 Posicionamento do pilar e direções de ensaio (Rodrigues,2015) .....	19
Figura 3.4 Instrumentação .....	20
Figura 3.5 Trajetórias de deslocamento uniaxial (Rodrigues,2015) .....	20
Figura 3.6 Trajetórias de deslocamento biaxial (Rodrigues,2015) .....	21
Figura 3.7 a) Cofragem; b) Pormenor da base; c) Pilar após betonagem .....	21
Figura 3.8 Curva granulométrica da gravilha utilizada (Teixeira,2015) .....	23
Figura 3.9 a) Argamassa de reparação utilizada; b) Aplicação da argamassa de reparação; c) Resultado final .....	24
Figura 3.10 Reparação dos varões; a) Ajustamento dos varões à posição original; b) Soldadura da emenda com os varões da sapata; c) Soldadura da emenda com os varões do pilar .....	25
Figura 3.11 a) Colocação da cofragem; b) Betonagem do pilar .....	25
Figura 3.12 Configuração de FRP utilizada .....	30
Figura 3.13 a) Resinas usadas na aplicação FRP; b) Colocação de FRP; c) Resultado final .....	31
Figura 4.1 Evolução do dano no pilar PD01-N01: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) esmagamento do betão e encurvadura dos varões; e) Estado final .....	34

Figura 4.2 Evolução do dano no pilar PD01-N04-S: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) progressão de destacamento do betão; e) rotura do FRP; f) encurvadura dos varões; g) estado final .....	35
Figura 4.3 Evolução do dano no pilar PD01-N01-RS: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) progressão de destacamento do betão; e) rotura dos varões; f) estado final; g) pormenor final do varão .....	35
Figura 4.4 Evolução do dano no pilar PD12-N03: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) esmagamento do betão e encurvadura dos varões; e) Estado final .....	36
Figura 4.5 Evolução do dano no pilar PD12-N05-S: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) e e) progressão de destacamento do betão; f) e g) rotura do FRP; h) estado final .....	37
Figura 4.6 Evolução do dano no pilar PD12-N03-RS: a) primeiras fendas; b) e c) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; d) início de destacamento do betão; e) progressão de destacamento do betão; f) rotura do FRP; g) pormenor para $d = 65\text{mm}$ ; h) estado final .....	38
Figura 4.7 Relação força -deslocamento/ <i>drift</i> obtida nos ensaios uniaxiais .....	40
Figura 4.8 Comparação de resultados entre o pilar PD12-N03 e PD12-N05-S: a) Deslocamentos impostos; b) Força vs Deslocamentos/ <i>Drift</i> na direção X; c) Força; d) Força vs Deslocamentos/ <i>Drift</i> na direção Y .....	41
Figura 4.9 Comparação de resultados entre o pilar PD12-N03 e PD12-N03-RS: a) Deslocamentos impostos; b) Força vs Deslocamentos/ <i>Drift</i> na direção X; c) Força; d) Força vs Deslocamentos/ <i>Drift</i> na direção Y .....	41
Figura 4.10 Comparação de resultados entre o pilar PD12-N05-S e PD12-N03-RS: a) Deslocamentos impostos; b) Força vs Deslocamentos/ <i>Drift</i> na direção X; c) Força; d) Força vs Deslocamentos/ <i>Drift</i> na direção Y .....	42
Figura 4.11 Comparação das envolventes de força/deslocamento ( <i>drift</i> ): a) Direção X; b) Direção Y .....	42
Figura 4.12 Método para a determinação do deslocamento de cedência ou <i>yielding</i> (Rodrigues,2012) .....	44
Figura 4.13 Estratégia para avaliar a degradação de resistência sob carregamento cíclico (adaptado, Rodrigues,2012) .....	46
Figura 4.14 Degradação de resistência para os ensaios uniaxiais .....	46
Figura 4.15 Degradação de resistência dos ensaios biaxiais: a) Direção X; b) Direção Y .....	47
Figura 4.16 Degradação de rigidez para os ensaios uniaxiais .....	47
Figura 4.17 Degradação de rigidez para os ensaios biaxiais: a) Direção X; b) Direção Y .....	48
Figura 4.18 Dissipação de energia acumulada: a) Ensaio biaxial direção X; b) Ensaio biaxial direção Y; c) Soma dos gráficos da direção X e Y; d) Ensaio uniaxial .....	49
Figura 5.1 Gráfico genérico do modelo do aço segundo Menegotto- Pinto (1973) .....	52
Figura 5.2 Gráfico genérico do modelo do betão segundo Mander et al.(1988) .....	53
Figura 5.3 Gráfico genérico do modelo de reforço com FRP. ....	54

Figura 5.4 – Esquema ilustrativo das estratégias de modelação com as correspondentes secções de controlo: a) Modelos de plasticidade concentrada; b) Modelos com não linearidade distribuída baseados em deslocamentos; c) Modelos com não linearidade distribuída baseados em forças. (adaptado, Rodrigues, 2012) .....	55
Figura 5.5 – Elemento de barra adotando a modelação de distribuição de não linearidade pelo modelo de fibras (Seismosoft, 2012) .....	56
Figura 5.6 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do pilar PD01-N01 .....	57
Figura 5.7 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do ensaio PD12-N03: a) Direção X; b) Direção Y .....	57
Figura 5.8 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do pilar PD01-N04-S .....	58
Figura 5.9 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do ensaio PD12-N05-S: a) Direção X; b) Direção Y .....	58



## **ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 2.1 Tabela síntese dos estudos abordados .....	13
Tabela 3.1 Características dos ensaios .....	22
Tabela 3.2 Propriedades dos materiais utilizados nos pilares .....	22
Tabela 3.3 Resultados dos ensaios aos provetes cilíndricos do microbetão de reparação .....	23
Tabela 3.4 Fator de confinamento determinado de acordo com vários regulamentos .....	29
Tabela 3.5 Dados de CFRP fornecidos pelo fabricante .....	30
Tabela 4.1 Resumo do comprimento de rótula plástica observada .....	39
Tabela 4.2 Resumo dos resultados dos ensaios uniaxiais .....	43
Tabela 4.3 Resumo dos resultados dos ensaios biaxiais .....	43
Tabela 4.4 Relação dos pilares reforçados com o de controlo (uniaxial) .....	45
Tabela 4.5 Relação dos pilares reforçados com o de controlo (biaxial) .....	45
Tabela 5.1 Parâmetros de calibração do aço geralmente usados .....	52
Tabela 5.2 Parâmetros de calibração do betão usados nos modelos numéricos .....	53
Tabela 5.3 Parâmetros de calibração do betão usados nos modelos numéricos .....	54
Tabela 5.4 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e através de modelação .....	59





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. INTRODUÇÃO

Desde o início dos tempos o homem tenta minimizar os impactos causados pela natureza, que se traduzem muitas vezes em perdas materiais, destruição total ou parcial de estruturas, e de perdas humanas. Grande parte dessas perdas são causados por sismos, dado que grande parte das construções existentes não foram dimensionados para ter as ações sísmicas em consideração ou então foram abordadas de forma muito leviana.

Como exemplos recentes de atividade sísmica, com resultados devastadores, podem ser referidos os sismos de Port-au-Prince, Haiti (2010), 225 mil mortes e 1.3 milhões de desalojados; Sichuan, China (2008) 70 mil mortes e 5 milhões de desalojados; Sumatra, Indonésia (2004), 220 mil mortes e 1.7 milhões de desalojados, entre outros.

Estes desastres naturais, com consequências quase desmesuráveis, têm servido de motivação para a comunidade científica para o desenvolvimento de novas soluções de reforço, assim como otimização das existentes, mas também para a melhoria dos regulamentos e métodos de análise de estruturas.

### 1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O principal objetivo deste trabalho passou pela avaliação de novas disposições de reforço com FRP em pilares de betão armado, solicitados com esforço axial constante e flexão uniaxial e biaxial. Apesar de diversos estudos já terem sido feitos sobre esta temática nenhum deles foi realizado com o reforço a ser aplicado junto às armaduras longitudinais. O comportamento desta solução inovadora foi avaliado e comparado com os resultados de espécimes idênticos não reforçados e ainda de espécimes previamente danificados que foram posteriormente reparados e reforçados, assim como com resultados obtidos através de modelação numérica.

### 1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta Dissertação está dividida em 6 capítulos, sendo que o capítulo 1, *Introdução*, serve para fazer o enquadramento temático sobre o qual é realizada a Dissertação, descrição dos objetivos propostos a executar e por fim demonstrar a composição e estrutura do texto em cada capítulo.

No capítulo 2, *Estado da arte*, faz-se uma apresentação de alguns trabalhos realizados com o reforço de estruturas, mais concretamente de pilares de betão armado. Vários autores foram estudados e as suas conclusões apresentadas.

No capítulo 3, *Ensaaios experimentais*, é detalhado todos os aspetos referentes ao trabalho realizado em laboratório assim como descrição da geometria, disposições construtivas, materiais utilizados, configuração do ensaio e instrumentação dos pilares. É também neste capítulo que é descrito o processo de reforço dos pilares assim como o seu dimensionamento.

No capítulo 4, *Análise dos resultados dos ensaios experimentais*, são apresentados todos os critérios de avaliação utilizados de modo a ser feita a comparação entre os pilares de controlo, os pilares reforçados com FRP e ainda reparados e reforçados. Os critérios de avaliação dos resultados foram: força máxima atingida, ductilidade, degradação de força e de rigidez e dissipação de energia.

No capítulo 5, *Modelação numérica*, é realizado o estudo do comportamento dos pilares de betão armado face às solicitações impostas num software de modelação numérica, *Seismostruct v6.5*. É descrito a estratégia de modelação e bases teóricas em que o programa funciona. Comparação e análise crítica entre os resultados obtidos numericamente e experimentais são apresentados.

No capítulo 6, *Conclusões e desenvolvimentos futuros*, são apresentadas as conclusões finais e proposta para realização de trabalhos futuros.

## 2 ESTADO DA ARTE

### 2.1. INTRODUÇÃO

Com o avançar, nos últimos anos, os engenheiros puderam aplicar materiais com características mecânicas que, por causa da sua melhor funcionalidade, resistência e economia, se adequam à sua aplicação no reforço e reparação de estruturas, melhorando o seu desempenho. Um desses materiais foi o FRP, inicialmente constituídos por fibra de vidro embebidos em resina, criado pelas indústrias petrolíferas após a segunda guerra mundial. Dado à sua alta resistência e leveza, levou a que fosse aplicado no âmbito da engenharia aeroespacial nos anos 60 e 70 e posteriormente na engenharia civil no final dos anos 80 e 90. (Bakis *et al*, 2002)

Vários autores ao longo dos anos se debruçaram sobre o estudo e otimização de soluções com FRP, com grande ênfase na reparação e reforço de estruturas, não só de betão armado, mas também de alvenaria, madeira e de elementos metálicos.

### 2.2. ENSAIOS REALIZADOS POR OUTROS AUTORES

No estudo realizado por P. Rocha (2011), foram testados pilares de betão armado representativos de edifícios projetados nos anos 70, altura em que o dimensionamento às ações sísmicas não era considerado. Nesse estudo foram ensaiados pilares à flexão uniaxial com esforço axial constante, Figura 2.2. Vários tipos de soluções de reforço foram testados: encamisamento com mantas CFRP, cintas metálicas com cantoneiras ao longo das arestas dos cantos; e cintas em barras de aço, tanto em pilares originais como também em pilares previamente danificados.

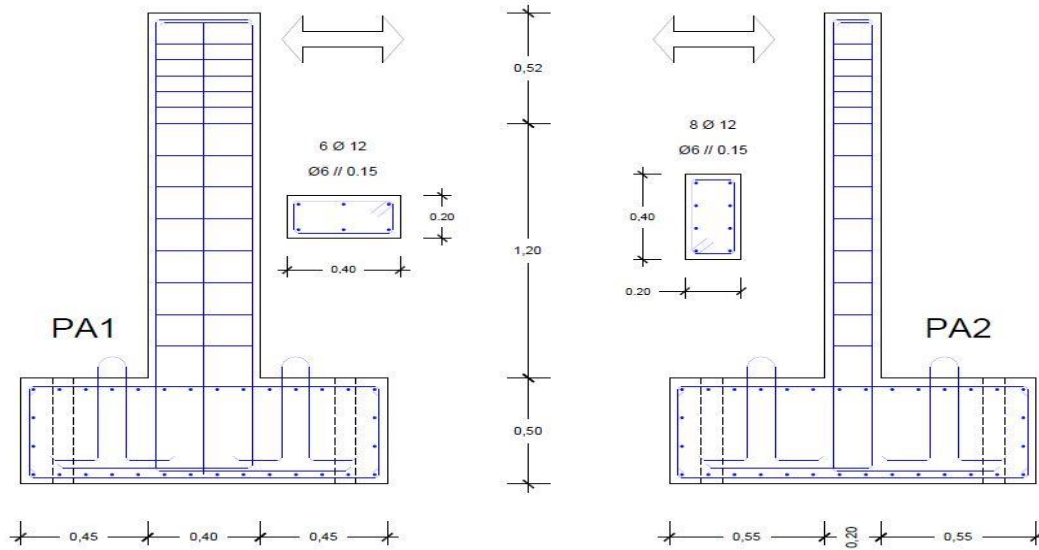


Figura 2.1 Disposições construtivas (Rocha,2011)

Figura 2.2 Quadro resumo (Rocha,2011)

Pilar	PA1	PA2	PA12	PB1	PB2
Área de betão ( $A_c = b \times h$ )	0,20 x 0,40	0,40 x 0,20	0,20 x 0,40	0,20 x 0,40	0,40 x 0,20
N.º varões Arm. long. ( $A_s$ )	6 $\phi$ 12 ( $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ )	8 $\phi$ 12 ( $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ )	8 $\phi$ 12 ( $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ )	6 $\phi$ 12 ( $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ )	6 $\phi$ 12 ( $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ )
Taxa de armadura ( $\rho = A_s/A_c \times 100$ )	0,85 %	1,13 %	1,13 %	0,85 %	0,85 %
Carga axial (kN)	170	500	170	170	170
Esf. axial reduzido ( $v = N / (b \cdot h \cdot f_c)$ )	0,066	0,195	0,066	0,055	0,055
Resistência à flexão					
Cedência	50	40	60	50	23
Última	60	45	70	60	27
Resistência ao corte do betão (kN)	70	70	70	80	80

Num contexto semelhante, o trabalho realizado por V.Vidigal (2005), também com esforço axial e flexão uniaxial, foram estudados pilares de betão armado reforçados por encamisamento com mantas de CFRP, cintas metálicas com e sem cantoneiras nos cantos, cantoneiras essas não ligadas á sapata.

Realizado o ato experimental e analisados os resultados, ambos os autores conseguiram resultados semelhantes:

Concluíram que os critérios propostos por Priestley *et al.* (1956) e a avaliação da resistência do betão confinado proposto por Mander *et al.* (1988) revelaram-se adequados no dimensionamento sísmico. No entanto Rocha (2011) afirma exceção nos casos em que o reforço foi ligado à base. V. Vidigal (2006) observa através dos seus resultados experimentais uma boa concordância entre a expressão de Mander para estimativa do comprimento da rótula plástica.

O reforço com recurso a FRP de pilares sem dano prévio demonstram uma melhoria bastante assinalável da ductilidade, na ordem do dobro da original.

No comportamento dos pilares reforçados, observou-se uma boa resposta das soluções de reforço, quer na degradação da resistência para iguais amplitudes, quer na energia dissipada.

Nos casos ensaiados com esforço axial variável (devido a um erro de ensaio), P. Rocha (2011) verificou que a força vertical máxima atingida foi substancialmente superior à inicialmente prevista o que provocou uma clara diminuição da ductilidade disponível.

Ambos concluíram que os reforços com cintas metálicas também tiveram um bom desempenho, mas ligeiramente inferior aos reforçados com FRP.

P. Rocha (2011) verificou ainda que, que com a introdução de cantoneiras no reforço com cintas metálicas (sem ligação à sapata), não houve ganhos significativos em termos de ductilidade.

No estudo realizado por Rodrigues *et al.* (2015), foram estudados pilares de betão armado à flexão biaxial com esforço axial constante, reforçados com duas soluções, uma com laminados de CFRP e outra com placas de aço, Figura 2.4. para cada uma das soluções de reforço foram testados dois pilares, cada um deles com um caminho de deslocamento (carga) horizontal diferente: diagonal a 45° e em diamante.

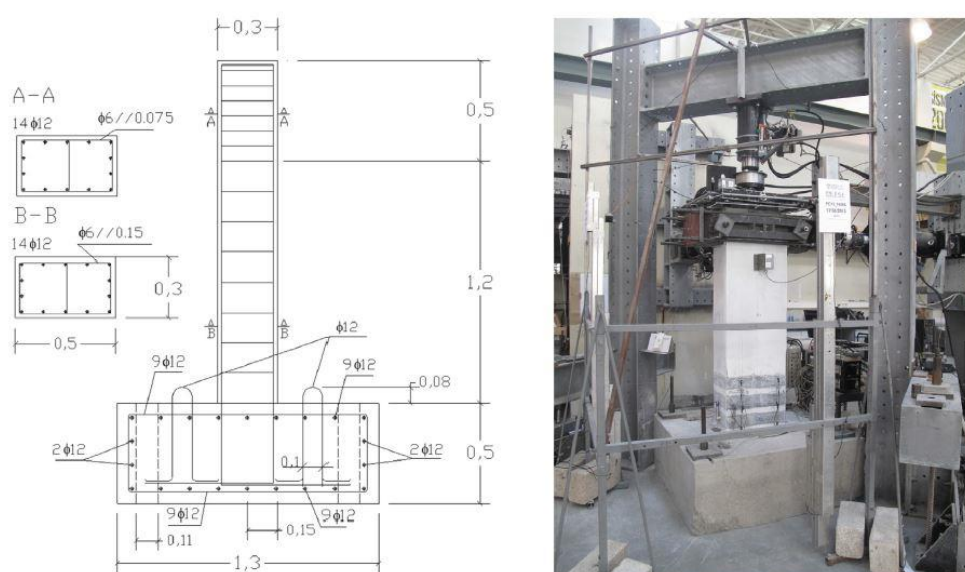


Figura 2.3 a) Disposições construtivas; b) set-up experimental (Rodrigues et al., 2015)

Specimen specifications and loading characteristics.

Specimen	Geometry[cm × cm]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	Axial load [kN]	Horizontal displacement path type	Strengthening technique	
PC12-N13	30 × 50	14.8	575.6	300	Diagonal – 45°	As built	
PC12-N14					Diamond		
PC12-N10S		8.4	573.7		Diamond	CFRP plates jacketing	
PC12-N11S						Steel plates jacketing bonded with epoxy resin	
PC12-N12S	30 × 50	14.8	575.6	300		CFRP plates jacketing	
PC12-N15S					Diagonal – 45°	Steel plates jacketing bonded with epoxy resin	
PC12-N16S					Diamond	Steel plates jacketing bonded with epoxy resin	
PC12-N17S					Diagonal – 45°	CFRP plates jacketing	
PC12-N18S					Diamond	CFRP plates jacketing	

Figura 2.4 Tabela síntese dos pilares (Rodrigues et al., 2015)

Realizado o ensaio e analisados os resultados, os autores concluíram que:

- Todas as soluções de reforço estudadas não levaram a alterações da rigidez inicial nas duas direções.
- A degradação de força nos pilares reforçados inicia-se para um nível superior de *drift* (deslocamento) comparados com os pilares originais, para além apresentarem uma maior capacidade resistente às cargas laterais (12%). Este aumento demonstrou-se mais evidente na lei de carga diamante.
- A degradação de rigidez é significativamente menor nos pilares reforçados em comparação com os pilares originais.
- Os pilares reforçados demonstram ter níveis menores de energia acumulada dissipada e, relação aos pilares originais. Este facto, explicam os autores, está relacionado com a concentração de dano na base do pilar. Os pilares reforçados com os laminados CFRP e com a lei de carga diamante, apresentaram uma maior dissipação de energia quando comparado com a lei de carga diagonal.
- Todos os reforços aplicados levaram a uma redução de comprimento da rótula plástica de um modo significativo.

Num outro estudo semelhante ao anterior, realizado pelos mesmos autores, foram ensaiados seis pilares, três deles sujeitos à flexão uniaxial, e os restantes à flexão biaxial também com esforço axial constante. Posteriormente, quatro desses pilares foram reparados e reforçados, cada um com uma solução de reforço diferente, Figura 2.5. Tal como no trabalho anterior, várias leis de carga foram aplicadas.

Specimens' specifications, loading characteristics and retrofit technique.

Stage	Specimen	Geometry [cm × cm]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	Axial load [kN]	Horizontal displacement path type	Retrofit technique
Stage 1	PC01-N01	30 × 50	23.3	478	300	Uniaxial – strong (monotonic)	Original “As built” columns
	PC01-N02				600	Uniaxial – strong (monotonic)	
	PC02-N03				300	Uniaxial – weak (monotonic)	
	PC12-N04					Diagonal – 30° (cyclic)	
	PC12-N05					Diagonal – 45° (cyclic)	
	PC12-N06					Diagonal – 60° (cyclic)	
Stage 2	PC12-N03R	30 × 50	23.3	478	300	Diagonal – 45° (cyclic)	Increase the transversal reinforcement
	PC12-N04R						Increase the transversal reinforcement + CFRP jacketing
	PC12-N05R						Increase the transversal reinforcement + CFRP plate jacketing
	PC12-N06R						Increase the transversal reinforcement + steel plate jacketing

Figura 2.5 Tabela Disposições construtivas, leis de carga e reforço (Rodrigues et al., 2015b)

Após terminada o ensaio e tratados os dados experimentais as principais conclusões foram:

- O carregamento biaxial teve efeitos significativos no comportamento não-linear e na capacidade resistente dos pilares originais.
- A rigidez inicial dos pilares reparados e reforçados é tipicamente menor quando comparado com os originais. No que diz respeito, à degradação de rigidez, valores menores foram observados para o mesmo nível de *drift* quando comparados com os pilares originais.

- O histórico de carregamentos não tem influência na evolução da degradação de rigidez, como já se tinha verificado em estudos anteriores.
- Nos vários reforços utilizados, resultados diferentes foram obtidos quanto à capacidade resistente dos pilares às cargas laterais. No primeiro reforço utilizado, aumento da quantidade de armadura transversal, verificou-se que o *yielding* (cedência), acontece praticamente para os mesmos valores de força. O mesmo já não acontece com os outros três reforços, laminados e mantas de CFRP e placas de aço, onde se verificou um aumento de 20% de força máxima nos pilares com CFRP e de 10% nas placas de aço.
- Em termos de deslocamento onde o *yielding* se verificou, nos pilares reforçados verificou-se um aumento entre 70% - 120%. O mesmo se observou para o deslocamento último, mas um aumento não tão acentuado. Contrariamente ao esperado, verificou-se uma diminuição da ductilidade face ao original do pilar reforçado só com o aumento de armadura transversal. Apesar de se ter observado um aumento do deslocamento último e do deslocamento de *yielding*, o facto do primeiro ter um aumento menor relativamente ao segundo faz o valor da ductilidade baixar. O que, no entanto, não invalida o facto de a reparação e reforço serem eficientes soluções.
- O dano observado revelou-se mais pronunciado nos pilares originais comparado com os pilares reforçados para o mesmo nível de *drift*, apesar da tendência de concentração do dano na base dos pilares por parte dos pilares reforçados.
- O processo de reparação e reforço dos pilares permite a reparação e melhoria da capacidade de dissipação de energia.

Diversos estudos internacionais foram realizados ao longo dos anos sendo as conclusões obtidas bastante similares às atrás mencionadas.

No estudo realizado por Ye *et al.* (2003) três grupos de pilares reforçados com mantas CFRP, foram testados experimentalmente com diversas configurações (variação do espaçamento e largura das tiras), Figura 2.6, e sujeitos a esforço axial constante e flexão unidirecional. O primeiro grupo formado por cinco pilares foi criado para investigar o efeito provocado pelo aumento da quantidade de CFRP no aumento da ductilidade. O segundo grupo composto unicamente por um pilar cujo reforço foi efetuado sob esforço axial, e finalmente o terceiro grupo é composto por dois pilares que foram previamente solicitados até ser atingido o patamar de cedência da armadura e só depois foram aplicadas as tiras de reforço.

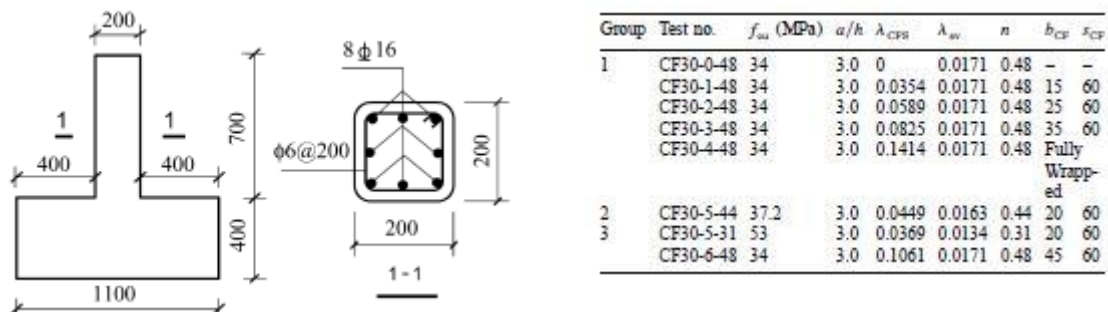


Figura 2.6 a) Disposições construtivas; b) Tabela síntese dos pilares (Ye, L.P: et al., 2003)

Após realizada a experiência e tratados os dados, os autores concluíram que mal a quantidade de CFRP aplicado fosse suficiente de modo a que a rotura não acontecesse por corte, observou-se que a capacidade

resistente às cargas laterais permaneceu constante, mas houve um aumento significativo na ductilidade. Como seria de esperar, o espécime que mais ductilidade apresentou foi aquele que se encontrava encamisado e não configurado com tiras, logo com maior quantidade de CFRP. Nos pilares reforçados com dano prévio verificou-se que houve um aumento da ductilidade, apesar de apresentar uma rigidez inicial menor quando comparado com o pilar de controlo.

Katsumata *et al.*(1988) no seu estudo, realizou 10 pilares de betão armado à escala reduzida  $\frac{1}{4}$ , solicitados com esforço axial constante e flexão uniaxial reforçados com FRP, Figura 2.8. Foram também testados dois tipos de soluções no que à adesão das fibras ao betão diz respeito, Figura 2.7 a). Os detalhes dos espécimes ensaiados estão descritos na tabela seguinte assim como a resistência dos materiais utilizados.

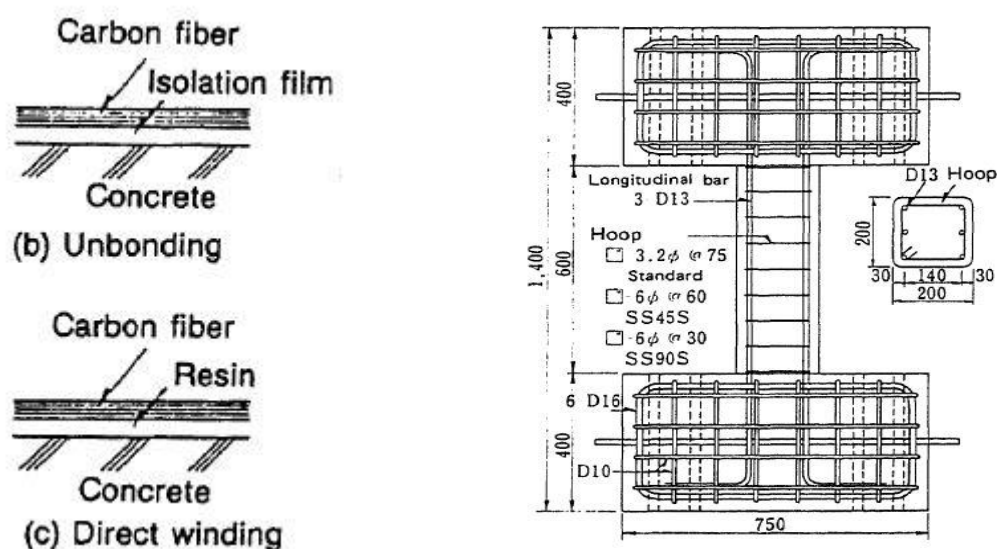


Figura 2.7 a) Soluções de adesão fibra/betão; b) Tabela síntese dos pilares (Katsumata et al., 1988)



Specimen	Objective of Comparison	Transverse reinforcement ratio $P_w$ (%)	Winding fiber ratio $P_f$ (%)	Substrate treatment
SS00	Prototype	0.107	—	—
SS45S	CF and steel	0.46	0.058**	—
SS90S		0.93	0.15**	—
SS06	Prototype	0.107	0.06	Unbonding
SS12			0.12	
SS06N	Substrate treatment		0.06	Direct winding
SS12BC			0.12	Improved bonding only at corners
SS09N	Quantity of CF		0.09	Direct Winding
SS03N			0.03	
SS12EN			0.12 end 0.06 center	

\* Index for increase in the quantity of transverse reinforcement

\*\* These values, converted in to  $P_f$  calculated by equation (1), show increase in steel hoop from SS00.

Figura 2.8 Tabela de reforço adotado (Katsumata et al., 1988)

De forma sucinta, Katsumata *et al.* (1988) concluiu que:

- Tanto o deslocamento último como a dissipação de energia, tiveram um aumento aproximadamente linear em relação ao número de camadas de FRP aplicadas.
- Não houve diferenças significativas da capacidade resistente dos pilares, face às solicitações aplicadas, com as várias soluções de ligação entre as fibras e o betão utilizadas.
- É possível converter a quantidade de CFRP para armadura transversal, mantendo o rácio de momento reduzido efetivo.

No trabalho realizado por Ozcan *et al.* (2008), foram testados cinco pilares de betão armado Figura 2.9, sujeitos a um esforço axial constante e à flexão uniaxial; dimensionados com varões lisos e com deficiente quantidade de armadura transversal de modo a simular pilares vulneráveis à ação sísmica. Quatro dos cinco pilares foram reforçados com CFRP variando a sua quantidade, sendo o restante pilar de controlo. Os principais parâmetros estudados foram, a resposta dos espécimes face à variação da quantidade de CFRP e também analisar a influência da aplicação de carga axial aquando da aplicação do reforço. As disposições construtivas e secção transversal são apresentados na Figura 2.10 Secção transversal.

Details of test specimens								
Specimen	Specimen properties				Longitudinal steel ratio (%)	Axial load level, $N/N_0$ (%) <sup>c</sup>	CFRP Implementation	
	$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	Reinforcement				Ply no.	Strengthening
			Longitudinal	Transverse				
S-NL-0-34	14.0					34	0	Reference
S-NL-1-27	19.4					27	1	NL <sup>a</sup>
S-UL-1-34	14.0	287	8 × 18 mm	10-mm-diameter	1.66	34	1	UL <sup>b</sup>
S-NL-2-39	11.4		(plain bars)	bars at 200 mm		39	2	NL
S-UL-2-32	15.6					32	2	UL

<sup>a</sup> NL indicates strengthening intervention was made under no load.

<sup>b</sup> UL indicates strengthening intervention was made under axial load.

$$^c N_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y.$$

Figura 2.9 a) Disposições construtivas (Ozcan et al.,2008)

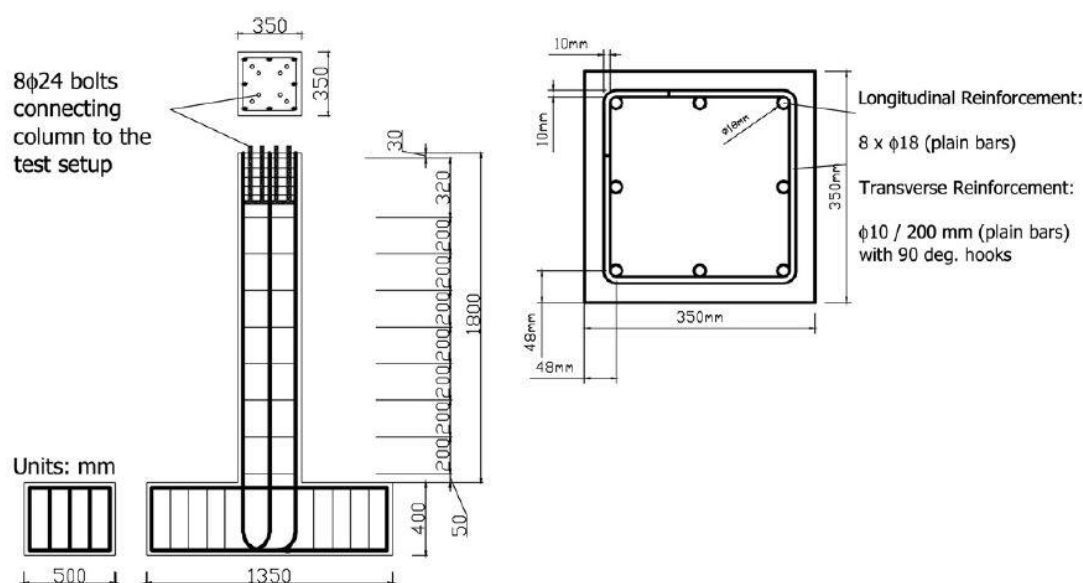


Figura 2.10 Seção transversal (Ozcan et al.,2008)

Ozcan *et al.* (2008) com este trabalho concluiu que:

- O reforço dos pilares com CFRP, independentemente da quantidade utilizada, levou a um aumento significativo de ductilidade e de dissipação de energia.
- Um aumento de resistência face às ações laterais foi observado, 10% a 15%, para as várias camadas de reforço utilizados, concluindo-se assim que a utilização de CFRP é útil para aumentar a ductilidade e não a resistência dos pilares.
- Verificou-se um aumento dos deslocamentos suportados pelos pilares sem que houvesse degradação de força. Este aumento é devido ao confinamento conferido pelo CFRP, evitando o fenómeno de *buckling* dos varões longitudinais, ajudando a manter capacidade resistente face às ações laterais.
- A utilização de uma camada de reforço conduziu a um aumento de 2,4 vezes do deslocamento ultimo do pilar, enquanto que na utilização de 2 camadas obteve-se um aumento de 3,2 vezes quando comparados com os valores de controlo. Assim sendo, os autores concluíram que o aumento de camadas de CFRP não é proporcional ao aumento do deslocamento último.
- Nos casos em que o reforço foi aplicado com carregamento axial, cerca de 35% do esforço total, não se verificaram diferenças de comportamento quando comparados com os restantes pilares.

No entanto mais estudos serão necessários, refere o autor, nomeadamente para níveis de esforço axial superiores.

Tal como os autores anteriores, também na campanha realizada por Yalcin et al.(2006), foram testados cinco pilares de betão armado, Figura 2.11 Figura 2.11 a) Tabela síntese dos pilares, sujeitos a esforço axial constante e flexão uniaxial, dimensionados com varões lisos e reduzida quantidade de armadura transversal, não sendo assim cumpridos os regulamentos face às ações sísmicas. Foram utilizados neste estudo dois tipos de soluções de armadura, com reforço através de mantas de CFRP na zona de potencial ocorrência da rótula plástica (base). As soluções passam pela continuidade de armadura até à fundação, dois espécimes, e união das armaduras independentes do pilar e da sapata através do comprimento de sobreposição, três espécimes, Figura 2.12 Seção transversal. De referir ainda que um dos pilares, onde foi aplicada a segunda solução de armadura descrita anteriormente, encontrava-se danificado sendo o betão dessa zona (base) removido e reparação dos varões longitudinais através de soldaduras realizada. O reforço através das mantas de CFRP foi efetuada em três situações, no pilar reparado, no pilar com armadura contínua e no pilar com a segunda configuração de armadura.

Properties of specimens			
Specimen	$f'_c$ (MPa)	Longitudinal reinforcement	Strengthening technique
L0C0	16	Continuous $f_y = 320$ MPa, $\rho_l = 1.15\%$	None
L0FRP	16	Continuous $f_y = 320$ MPa, $\rho_l = 1.15\%$	CFRP wrapping near the potential plastic hinging zone
L50C0	17	500 mm of dowell length $f_y = 320$ MPa, $\rho_l = 1.15\%$	None
L50FRP	17	500 mm of dowell length $f_y = 320$ MPa, $\rho_l = 1.15\%$	CFRP wrapping near the potential plastic hinging zone
L50W-FRP	14	500 mm of dowell length $f_y = 320$ MPa, $\rho_l = 1.15\%$	Welding of the rebars at the lap-splicing region and CFRP wrapping near the potential plastic hinging zone

Figura 2.11 a) Tabela síntese dos pilares (Yalcin et al.(2006))

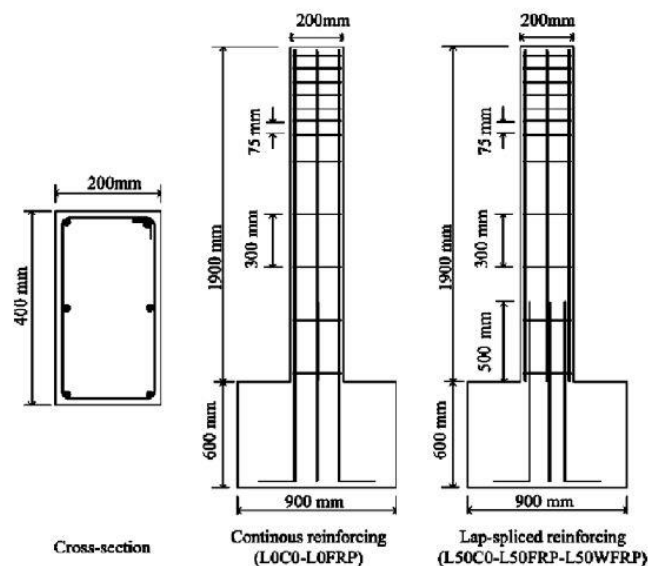
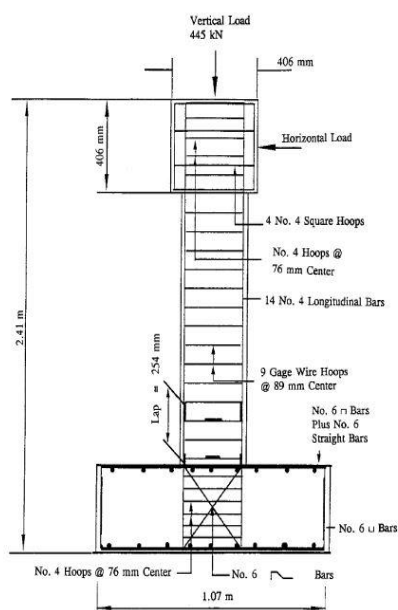


Figura 2.12 Seção transversal (Yalcin et al.(2006))

Realizados os ensaios e após a análise dos dados Yalsin *et al.* (2006) concluiu que:

- Nos pilares onde armadura contínua foi utilizada, observou-se um aumento mínimo de 10% da resistência à carga lateral, sendo que no pilar reforçado verificou-se um aumento dramático da ductilidade e da energia dissipada.
- No pilar reparado e reforçado, verificou-se um aumento de 20% na resistência à carga lateral e também um melhor desempenho no que à ductilidade e energia dissipada dizem respeito.
- A degradação de rigidez em todos os pilares, reforçados ou não, exceto o pilar de controlo, apresentaram comportamentos semelhantes. De notar que para os ciclos intermédios (*drift* 2%-4%) os pilares reforçados revelaram uma maior rigidez face aos de controlo.
- Nos pilares sem continuidade de armadura longitudinal até à sapata, não se observou diferenças de comportamento do pilar reforçado com CFRP face ao de controlo. Isto aconteceu dado que se verificou rotura da ligação relativa à emenda dos varões.

Saadatmaesh et al.(1997) levou a cabo uma campanha experimental com o objetivo de avaliar a eficácia da utilização de tiras de FRP, neste caso fibra de vidro, na melhoria do comportamento às ações sísmicas por parte de pilares de passagens superiores presentes nas autoestradas. Passagens superiores essas, que foram dimensionadas antes dos regulamentos sísmicos serem adotados. Esta campanha foi constituída por quatros pilares de betão armado, dois de seção circular e outros dois de seção retangular, Figura 2.14, que foram sujeitos a ações laterais numa direção (1D) com esforço axial constante. Posteriormente todos os espécimes foram reparados e reforçados com FRP, Figura 2.13 b), sendo novamente ensaiados, com as mesmas condições de carga usados anteriormente.



a)

Fiber volume ratio	$V_f = 25.4$ percent	$V_f = 50.2$ percent	$V_f = 74.0$ percent
Tensile strength, MPa	281	532	814
Tensile modulus, MPa	9074	17,755	29,056
Ultimate strain, mm/mm	0.031	0.030	0.028

Note: 1 MPa = 6.89 ksi.

b)

Figura 2.13 a) Disposições construtivas; b) Tabela do ratio de fibra utilizado (Saadatmaesh et al.,1997)

Column specimen	Concrete strength, MPa	Longitudinal steel		Transverse steel			FRP composite wraps		
		$F_y$ , MPa	$\rho_{sl}$ , percent	$F_y$ , MPa	$\rho_{st}$ , percent	Spacing, mm	$F_{wr}$ , MPa	Thickness/layer, mm	Total layers
C-1	36.5	358	2.48	301	0.1704	88.9	—	—	—
C-1/R	36.5	358	2.48	301	0.1704	88.9	532	0.8	6
C-2	36.6	358	2.48	301	0.1704	88.9	—	—	—
C-2/R	36.6	358	2.48	301	0.1704	88.9	532	0.8	6
R-1	34.9	359	2.70	301	0.133	114.3	—	—	—
R-1/R	34.9	359	2.70	301	0.133	114.3	532	0.8	8
R-2	33.4	359	5.45	301	0.133	114.3	—	—	—
R-2/R	33.4	359	5.45	301	0.133	114.3	532	0.8	8

Note: 1 ksi = 6.89 MPa; 1 in. = 25.4 mm.

Figura 2.14 a) Tabela síntese dos pilares ensaiados (Saadatmaesh et al., 1997)

Saadatmanesh *et al.* (1997), após tratamento de resultados concluiu que:

- Todos os pilares reparados apresentaram maiores deslocamentos, para níveis de carga mais baixos quando comparados com os originais. Isto aconteceu, referem os autores, devido ao dano prévio a que o pilar já tinha sido submetido. Apesar disto, os espécimes reparados apresentaram uma maior capacidade resistente às cargas laterais (25% - 35%).
- Em todos os pilares reparados com FRP observou-se um restauro da capacidade resistente à flexão e também da ductilidade.
- Menor degradação de rigidez foi registado, nos pilares reforçados, para ciclos de maior deslocamento face aos pilares originais. Foi observado que os pilares originais perderam cerca de 85% da sua rigidez durante todo o ensaio, enquanto que os pilares reforçados, apesar de apresentarem uma rigidez inicial menor, apresentaram o dobro da rigidez da dos pilares originais no final do ensaio.

Na Tabela 2.1 é apresentado um sumário dos estudos acima apresentados.

Tabela 2.1 Tabela síntese dos estudos abordados

Autor(es)	Disposição construtiva	Propriedades dos materiais	Nº pilares testados	Carregamento efetuado
P.Rocha	Seção retangular – (0.20*0.40)  Armadura: PA1: 6φ12  Φ6//0.15  e  PA2: 8 φ12  Φ6//0.15	$f_{cm} = 34.5 \text{ MPa}$	PA1 – 6 originais e 10 reforços  PA2 – 4 originais e 2 reforços	Esforço axial constante e variável
		$f_{sm} = 447 \text{ MPa}$		
		Mantas CFRP		
		$\epsilon_{uj} = 0.0155$		Flexão uniaxial
		$E_{uj} = 240.000 \text{ MPa}$		
		$t_{uj} = 0,117 \text{ mm}$		
H.Rodrigues (1)	Seção retangular – (0.30*0.50)	Cintas de aço	2 Pilares originais 4 Pilares reforçados CFRP	Esforço axial constante
		$\epsilon_{uj} = 0.015$ $f_{uj} = 235 \text{ MPa}$		
		$f_{cm} = 14.8 \text{ MPa}$		
		$f_{su} = 576 \text{ MPa}$		

H.Rodrigues (2)	Armadura: 14 $\phi$ 12 $\Phi$ 6//0.15	CFRP laminados $\varepsilon_{uj} = 0.0155$ $E_{uj} = 240.000 \text{ MPa}$ $t_{uj} = 0,117 \text{ mm}$ Placas de aço $\varepsilon_{uj} = 0.15$ $f_{uj} = 275 \text{ MPa}$ $t_{uj} = 0,563 \text{ mm}$	3 Pilares reforçados com placas de aço	Flexão Biaxial – Lei Diagonal 45° e Diamante
		$f_{cm} = 23,3 \text{ MPa}$ $f_{sm} = 478 \text{ MPa}$		
	Seção retangular – (0.30*0.50)	CFRP laminados $\varepsilon_{uj} = 0.0155$ $E_{uj} = 240.000 \text{ MPa}$	6 Pilares originais 4 Pilares reforçados CFRP e armadura transversal	Esforço axial constante
	Armadura: 14 $\phi$ 12 $\Phi$ 6//0.15	$t_{uj} = 0,117 \text{ mm}$ Placas de aço $\varepsilon_{uj} = 0.15$ $f_{uj} = 275 \text{ MPa}$ $t_{uj} = 0,563 \text{ mm}$	3 Pilares reforçados com placas de aço	Flexão Biaxial – Lei Diagonal 30°/45°/60° Flexão uniaxial
L.P. Ye		$f_{cu} = 34 \text{ MPa}$	8 pilares originais	
	Seção quadrada – (0.20*0.20)	CFRP mantas	4 pilares reforçados CFRP com várias configurações	Esforço axial constante
	Armadura: 8 $\phi$ 16 $\Phi$ 6//0.20	$f_{uj} = 3500 \text{ MPa}$ $E_{uj} = 235.000 \text{ MPa}$ $t_{uj} = 0,111 \text{ mm}$	1 pilar reforçado com carga axial	Flexão uniaxial
			2 pilares reforçados em pilares com dano prévio	
Katsumata			10 pilares originais	
	Seção quadrada – (0.20*0.20)	$f_{cm} = 27.9 \text{ MPa}$ $f_{su} = 419 \text{ MPa}$	3 pilares reforçados com diferentes configurações	Esforço axial constante
	Armadura: Figura 2.7	$\text{Area CFRP} = 0.23 \text{ mm}^2$ $\sigma_{max} = 293 \text{ MPa}$	2 pilares reforçados com diferentes soluções de adesão	Flexão uniaxial
			2 pilares reforçados com aço e CFRP	

Okan Ozcan	Seção quadrada – (0.35*0.35)	$f_{cm} = 14 \text{ a } 19.4 \text{ MPa}$	5 pilares originais reforçados	Esforço axial constante  Flexão uniaxial
	Armadura lisa: 8 $\phi$ 18	$f_{su} = 420 \text{ MPa}$	2 reforçados sem carga axial	
	$\Phi 10/0.20$	CFRP laminados $\epsilon_{uj} = 0.015$	2 reforçados com carga axial	
		$E_{uj} = 230.000 \text{ MPa}$ $t_{uj} = 0,165 \text{ mm}$		
Cem Yalcin	Seção retangular – (0.20*0.40)	$f_{cm} = 14 \text{ a } 17 \text{ MPa}$	5 pilares originais	Esforço axial constante  Flexão uniaxial
	Armadura lisa: 6 $\phi$ 14	$f_{sm} = 320 \text{ MPa}$	2 pilares de controlo (diferentes soluções de armadura)	
	$\Phi 8/0.30$	CFRP mantas $f_{uj} = 3430 \text{ MPa}$	2 pilares reforçados CFRP	
		$E_{uj} = 230.000 \text{ MPa}$ $t_{uj} = 0,165 \text{ mm}$	1 pilar reforçado com dano prévio	
Hamid Saadatmanesh	Seção retangular – (0.241*0.368)	$f_{cm} = 33 \text{ a } 36.5 \text{ MPa}$	4 pilares reparados e reforçados	Esforço axial constante  Flexão uniaxial
	Seção Circular – (D=0.305)	$f_{sm} = 358 \text{ MPa}$		
	Armadura: Figura 2.13	GFRP pré-fabricados $f_{uj} = 532 \text{ MPa}$		
		$E_{uj} = 72400 \text{ MPa}$ $t_{uj} = 0,133 \text{ mm}$		

Através da análise da Tabela 2.1, é possível observar que grande parte dos estudos efetuados são de flexão uniaxial. De facto, o número de ensaios uniaxiais é bastante superior aos biaxiais existindo assim uma menor quantidade de informação sobre o assunto. Nesta pequena compilação foram abordados pilares de geometria diversa e com vários tipos de reforços utilizados e diferentes configurações. No entanto, as conclusões, de um modo geral, foram as mesmas em todos os estudos. Verificou-se que o reforço através de FRP leva a um aumento da ductilidade, ligeiro aumento da resistência quando comparados com os pilares de referência. De referir que em todos os pilares reparados se verifica uma diminuição da rigidez inicial face aos originais.





## 3 CAMPANHA EXPERIMENTAL

### 3.1. INTRODUÇÃO

Os ensaios experimentais, em elementos à escala real, são fundamentais para compreender o comportamento de elementos estruturais, sendo que o número de ensaios de flexão biaxial com esforço axial realizados é bastante inferior ao número de ensaios de flexão uniaxial, o que tem limitado o conhecimento sobre a interação entre as duas direções ortogonais.

O trabalho experimental descrito nesta secção foi realizado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), pertencente à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e consistiu no teste de cinco pilares de betão armado (BA) de secção quadrada. Em termos de geometria e armadura longitudinal, os espécimes eram idênticos entre si, sendo usado a mesma configuração de reforço.

### 3.2. GEOMETRIA E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DOS PROVETES ENSAIADOS

Os pilares ensaiados possuem as seguintes características comuns a todos:

- Altura: 1.70 m;
- Condições de suporte: encastramento numa sapata de betão armado de secção  $0.44 \times 0.44 \text{ m}^2$  e 0.50 m de altura, fixa solidamente a uma estrutura metálica de grande rigidez, (Figura 3.1).



Figura 3.1 Sapata Feita em aço

Contrariamente à solução adotada em trabalhos anteriores realizados no LESE, em que uma sapata rígida de betão armado foi utilizada, com dimensões  $1.30 \times 1.30 \times 0.50 \text{ m}^3$ , propositadamente dimensionada de modo a ser compatível com os pontos de fixação presentes no solo do laboratório, neste trabalho os

pilares foram testados numa sapata metálica, permitindo assim uma poupança de betão e também uma maior manobrabilidade dos espécimes em laboratório.

Um ensaio anterior aos apresentados foi realizado de modo a validar, com bons resultados, o encastramento fornecido pela sapata metálica ao pilar. Para tal, foram instalados inclinómetros na base da sapata de betão armado do pilar, inclinómetros esses que foram posteriormente utilizados em todos os ensaios.

De seguida, na Figura 3.2 é apresentada a geometria e as armaduras dos pilares objeto de análise do presente trabalho. De notar que todos os pilares desta série têm a mesma geometria e as mesmas armaduras. Os pilares têm uma secção transversal  $30 \times 30$  cm<sup>2</sup> com uma armadura longitudinal constituída por  $8\Phi 12$  e armadura transversal constituída por estribos  $\Phi 6 // 0.20$ , sendo a zona superior do pilar, devido ao posicionamento do atuador, reforçada com  $\Phi 6 // 0.10$ .

Para o modelo de consola adotado, assume-se que o ponto de inflexão de um pilar com 3.0 m de altura está localizado a meia altura (1.50 m), representando-se assim o comportamento de um pilar de base de um edifício corrente quando sujeito a cargas laterais induzidas por sismos – os 0.20 m adicionais que perfazem a altura de 1.70 m são adicionados com vista à instalação do atuador.

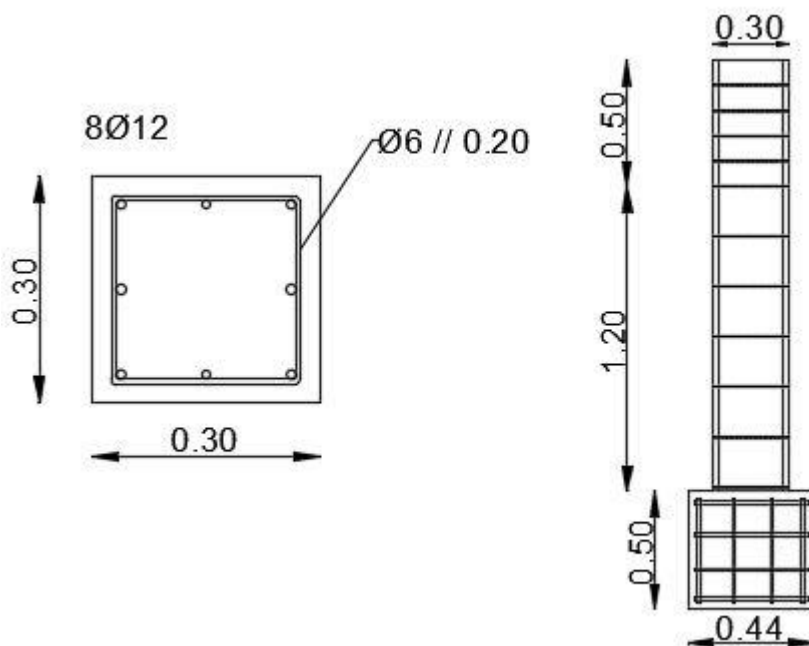


Figura 3.2 a) Secção Transversal; b) disposição construtiva

### 3.3. CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO, INSTRUMENTAÇÃO E CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

#### 3.3.1. CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO

O *set-up* (configuração do ensaio) utilizado na campanha experimental pode ser observado esquematicamente na Figura 3.3 e também numa perspetiva geral. O sistema consiste em dois atuadores horizontais que aplicam cargas laterais (um com  $\pm 500$  kN e  $\pm 150$  mm de curso na direção X e outro com  $\pm 200$  kN e  $\pm 100$  mm de curso na direção Y), assim como um atuador vertical com 750 kN para aplicação do esforço axial. O atuador horizontal de 500 kN e o atuador vertical encontram-se ligados a pórticos metálicos de reação, enquanto o atuador horizontal de 200 kN encontra-se ligado a uma parede com a mesma finalidade.

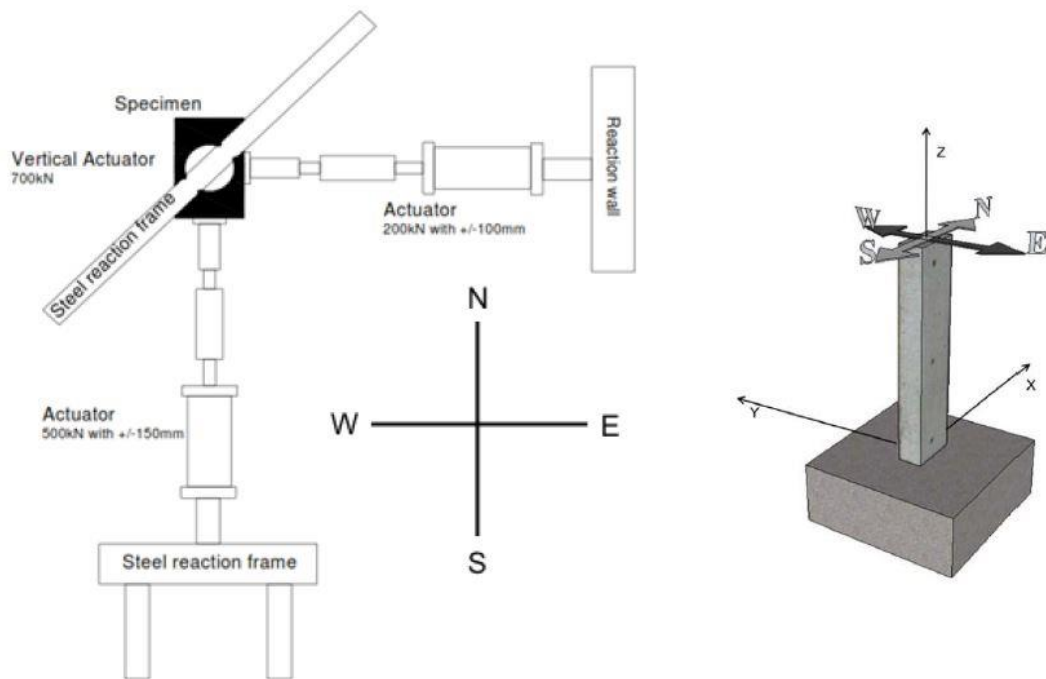


Figura 3.3 Posicionamento do pilar e direções de ensaio (Rodrigues,2015)

### 3.3.2. INSTRUMENTAÇÃO ADOTADA

O esquema de instrumentação para estes ensaios teve em consideração o facto da deformação global de pilares esbeltos se dever, sobretudo, a deformações por flexão. Na Figura 3.4 encontra-se representado o esquema de instrumentação adotado para ensaios biaxiais, que permite a medição de deslocamentos laterais em vários pontos distribuídos em altura, assim como deslocamentos relativos locais em vários pontos estrategicamente seleccionados, sendo estes últimos relevantes num contexto duma eventual modelação mais rigorosa, não tendo sido, por isso, utilizados os respetivos resultados neste trabalho. Com o intuito de medir a deformação horizontal de um pilar ao longo das duas direções ortogonais (X e Y), foram instalados, alinhados com as faces Norte e Oeste, respetivamente, dois cavaletes metálicos, onde foram instalados transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*) a diferentes alturas, nomeadamente a 20, 40, 90 e 1.40m da base do pilar.

Cada LVDT encontra-se ligado a um peso que, por sua vez, está ligado ao pilar por intermédio de um fio de aço muito fino, assim, o deslocamento do peso associado ao deslocamento horizontal do pilar é medido pelo LVDT respetivo, que se encontra, inicialmente, numa posição intermédia, para que a vareta do mesmo tenha curso suficiente para ler deslocamentos positivos e negativos numa determinada direção.

No caso dos ensaios uniaxiais, realizados sempre na direção X, retiram-se os transdutores da calha metálica da face Oeste, mantendo-se assim todos os sensores instalados no pilar.

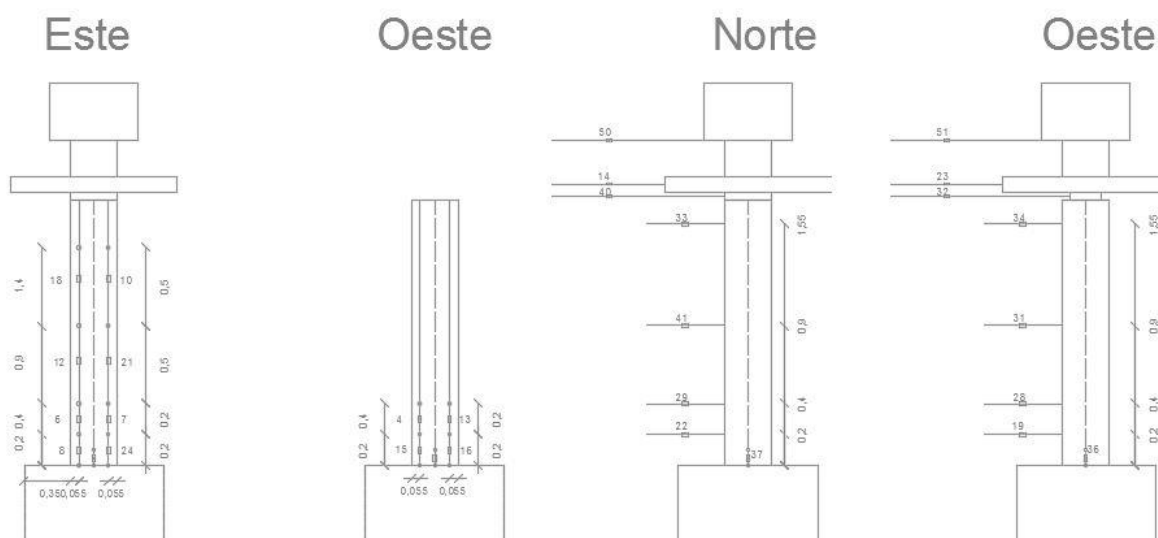


Figura 3.4 Instrumentação

### 3.3.3. CARGA AXIAL E HISTÓRIA DOS DESLOCAMENTOS CÍCLICOS IMPOSTOS

Os ensaios experimentais foram realizados por imposição de deslocamentos horizontais, numa ou nas duas direções, aplicados no topo dos pilares que previamente já se encontravam sujeitos a uma carga axial constante de 350 kN.

No que diz respeito à ação horizontal aplicada uniaxialmente através da imposição de deslocamentos, houve dois aspetos que presidiram à sua definição: realizar três ciclos completos para cada amplitude e prever ciclos intermédios de amplitude mais baixa.

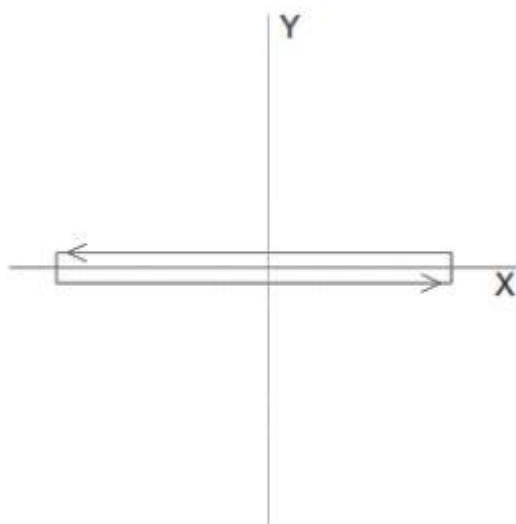


Figura 3.5 Trajetórias de deslocamento uniaxial (Rodrigues,2015)

No que diz respeito às ações horizontais aplicadas nas duas direções, foram impostos deslocamentos laterais cíclicos no topo dos pilares, nomeadamente, três ciclos para cada um dos seguintes deslocamentos de pico: 3, 5, 7, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 25 e consecutivos incrementos de 5mm. A lei de

deslocamentos foi criada para um deslocamento máximo de 100mm, valor que nunca foi atingido devido ao elevado grau de degradação do pilar.

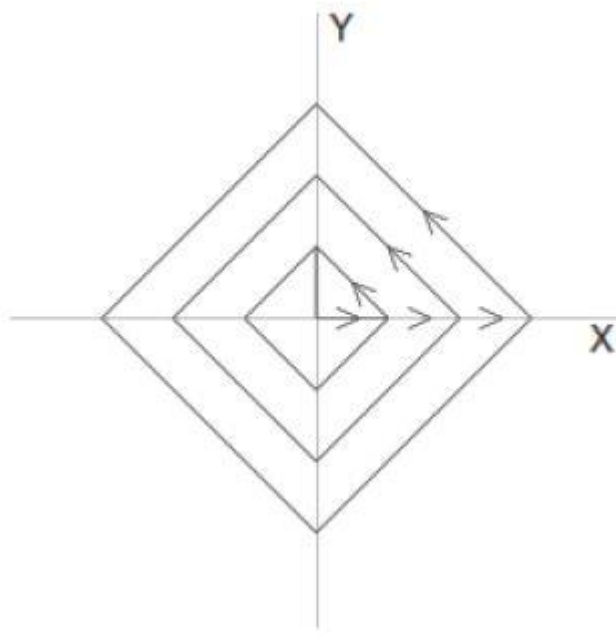


Figura 3.6 Trajetórias de deslocamento biaxial (Rodrigues,2015)

### 3.4.FABRICO DOS PROVETES

O fabrico dos provetes foi realizado em ambiente real de obra, de modo a contribuir para reproduzir o mais realisticamente possível as características das estruturas. De notar que em dois dos pilares a betonar foram colocadas placas junto às armaduras, desde a base até 0.50m de altura, de modo a serem reforçadas posteriormente, sem que fosse preciso a remoção do betão de recobrimento, Figura 3.7. De notar que a betonagem foi realizada de modo a simular o ambiente real de obra, sendo efetuada com os pilares na posição vertical, e em contínuo, não havendo assim juntas de betonagem.



Figura 3.7 a) Cofragem; b) Pormenor da base; c) Pilar após betonagem

### 3.5. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Neste trabalho foram realizados 6 ensaios laboratoriais, com especificidades diferentes apresentadas na Tabela 3.1. Para uma melhor organização dos dados apresentados no capítulo 4 uma nomenclatura própria foi adotada de identificação dos espécimes testados. A nomenclatura utilizada foi do tipo PD##-N\$\$-&&, onde:

- D – representa série de pilares testados
- ## - representa o tipo de carregamento efetuado, sendo 01 uniaxial e 12 biaxial.
- \$\$ - representa o número do pilar ensaiado
- && - corresponde a “RS” no caso de pilares reparados e reforçados e “S” no caso de pilares originais reforçados

Tabela 3.1 Características dos ensaios

Ensaio	Pilar	Estado	Reforço	Carregamento efetuado
1	PD01-N01	Original	Não	Flexão uniaxial
2	PD01-N04-S	Original	Sim	Flexão uniaxial
3	PD01-N01-RS	Reparado	Sim	Flexão uniaxial
4	PD12-N03	Original	Não	Flexão biaxial
5	PD12-N05-S	Original	Sim	Flexão biaxial
6	PD12-N03-RS	Reparado	Sim	Flexão biaxial

As especificações dos materiais utilizados na construção dos pilares originais encontram-se na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Propriedades dos materiais utilizados nos pilares

Pilar	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{um}$ [MPa]
PD01-N01	18.8	410	533.6
PD01-N04-S01			
PD01-N01-RS			
PD12-N03			
PD12-N05-S02			
PD12-N03-RS			

#### 3.5.1. MICROBETÃO DE REPARAÇÃO

O microbetão de reparação utilizado para restituir o núcleo da zona previamente saneada do pilar consistiu numa mistura de uma argamassa de reparação estrutural, MasterEmaco S 5450 PG, com uma gravilha 4-16 mm, Figura 3.8 seguindo as recomendações da respetiva ficha técnica, ou seja, 7.5 kg de gravilha por cada saco de 25 kg de argamassa.

Aquando da betonagem dos pilares, realizaram-se três provetes cilíndricos de microbetão, cujas propriedades mecânicas foram avaliadas aquando da realização do ensaio dos pilares, aos 21 dias, Tabela 3.3.

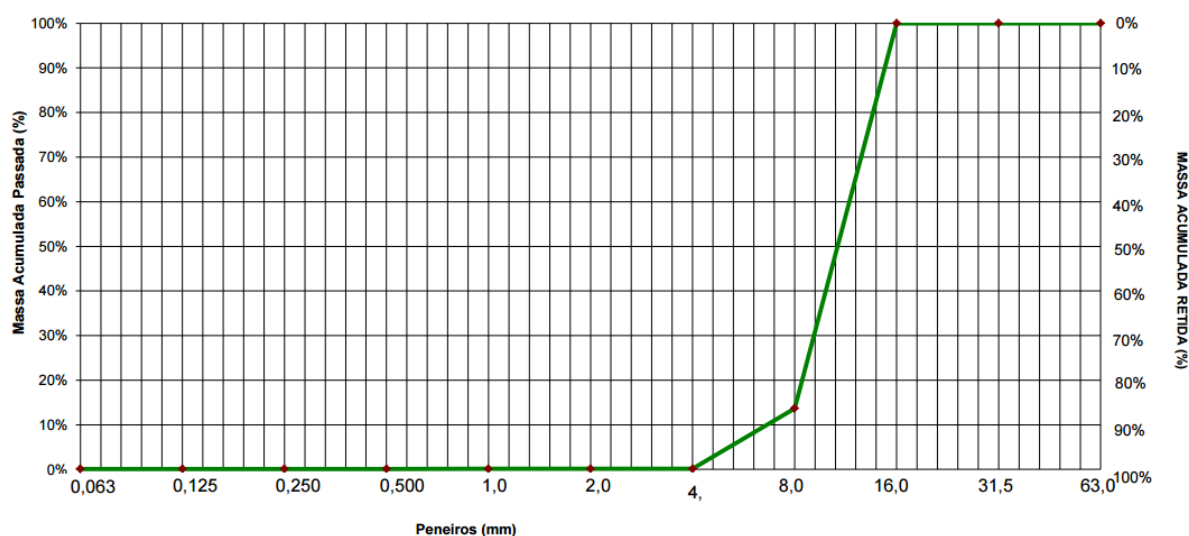


Figura 3.8 Curva granulométrica da gravilha utilizada (Teixeira, 2015)

Tabela 3.3 Resultados dos ensaios aos provetes cilíndricos do microbetão de reparação

Provete	Idade (dias)	Módulo de elasticidade (MPa)	Módulo de elasticidade médio (MPa)	Tensão de rotura (MPa)	Tensão de rotura média (MPa)
1	20	-	-	70.49	70.52
2				70.55	
3		32.35	30800	-	-
4		29.25			

### 3.5.2. ARGAMASSA DE REPARAÇÃO

Como recobrimento foi usado argamassa de reparação, *Master Emaco S488* fornecida em sacos de 25 Kg, Figura 3.9, e a sua preparação efetuada segunda a ficha técnica do produto. A resistência anunciada pelo fabricante após dois dias de cura é de 55 MPa.

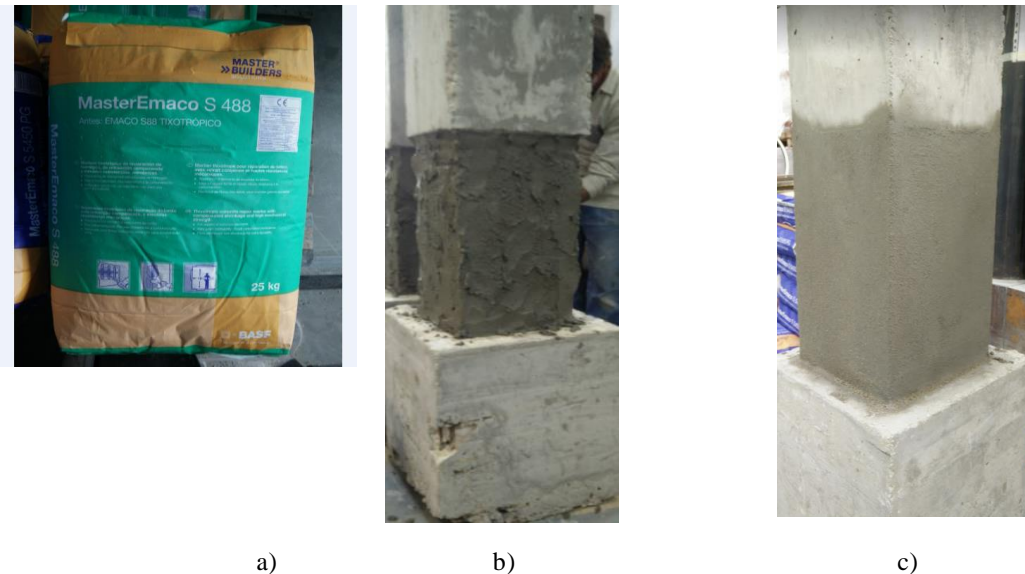


Figura 3.9 a) Argamassa de reparação utilizada; b) Aplicação da argamassa de reparação; c) Resultado final

### 3.6.PROCESSO DE REPARAÇÃO DOS PILARES

Genericamente, o processo de reparação de pilares passa primeiro pela reparação das zonas danificadas. No presente caso, as zonas mais danificadas, como expectável, foram as zonas de rótula plástica junto à ligação com a base. O conjunto de operações efetuadas no processo de reparação foram:

- Remoção do betão danificado.
- Reparação da armadura longitudinal
- Colocação da cofragem junto às armaduras e betonagem

A remoção do betão danificado foi realizada sempre até 0.50m a partir da base do pilar de modo a não haver uma coincidência da transição entre betões com o limite do reforço a ser aplicado posteriormente.

A reparação da armadura longitudinal foi realizada tendo como base o estudo efetuado por (Teixeira,2015) no qual foram abordadas várias soluções de reparação da armadura. Este passo é necessário dado que, aquando do ensaio do pilar original, as armaduras sofreram dano, mais concretamente encurvadura, que como esperado, ocorreu entre o primeiro e o segundo estribo. O processo de reparação da armadura foi realizado de forma a que houvesse comprimento suficiente entre a base do pilar e as emendas de modo que não interferisse com a localização da formação da rótula plástica.



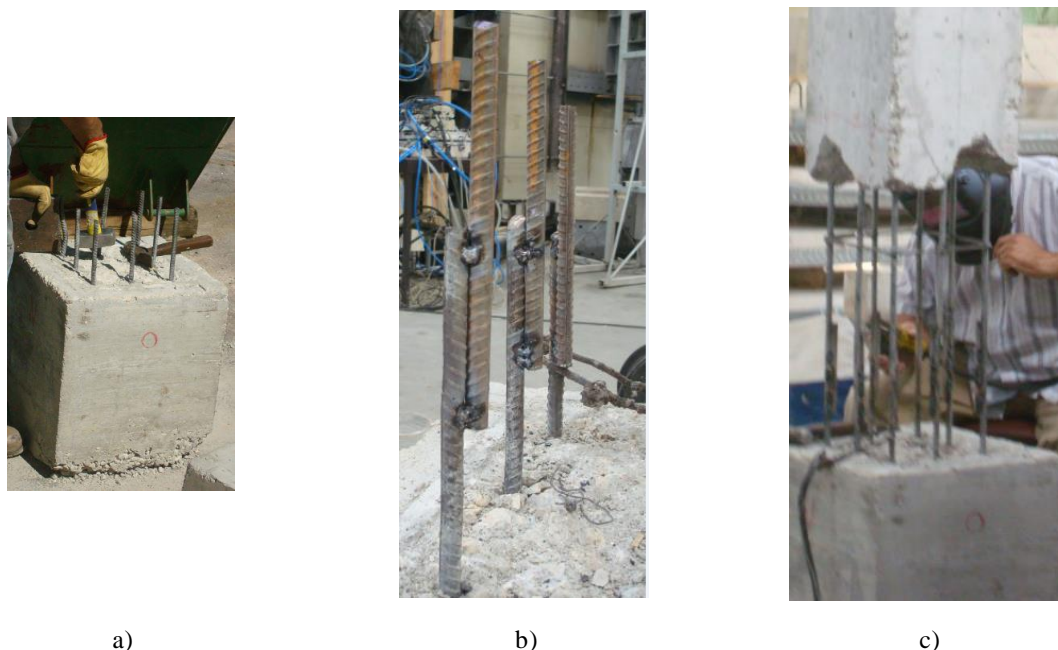


Figura 3.10 Reparação dos varões; a) Ajustamento dos varões à posição original; b) Soldadura da emenda com os varões da sapata; c) Soldadura da emenda com os varões do pilar

Finalmente a cofragem foi colocada, Figura 3.11, de modo a ser realizada a betonagem com o betão de reparação mencionado anteriormente.

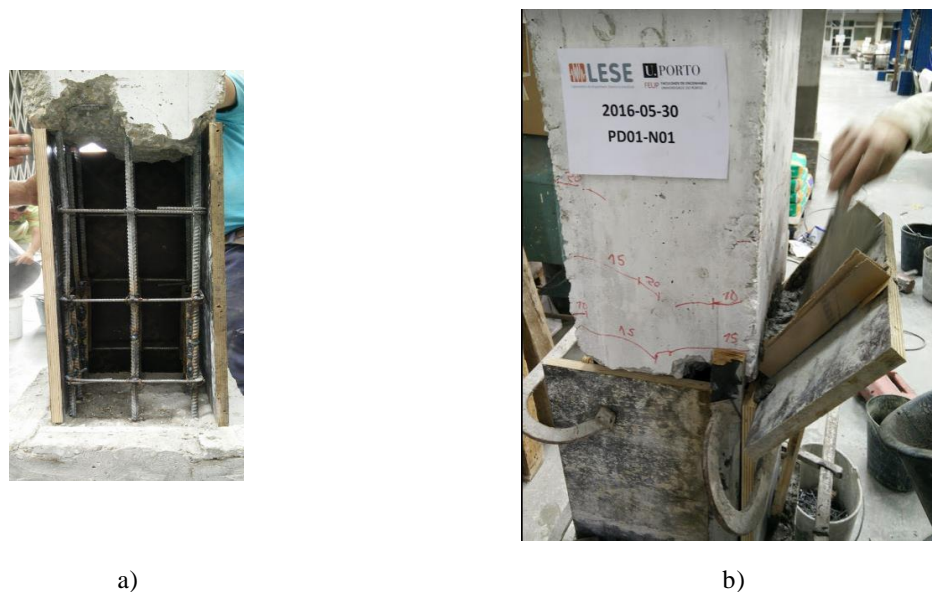


Figura 3.11 a) Colocação da cofragem; b) Betonagem do pilar

### 3.7. SOLUÇÃO DE REFORÇO APLICADO

#### 3.7.1. INTRODUÇÃO

O reforço foi colocado na base do pilar, zona previsível de rótula plástica, com a extensão de 50 cm. Contrariamente ao normalmente efetuado, foi aplicado junto às armaduras sendo depois efetuado o recobrimento por cima deste. Esta solução foi adotada de modo a tirar partido das vantagens relacionadas com o seu posicionamento. Ao ser colocado junto às armaduras, além de não provocar um

engrossamento do pilar, permite que as fibras fiquem protegidas face ao fogo pela camada de recobrimento. Para além da componente de segurança contra incêndios e componente estética, o posicionamento estratégico adotado, a meio do espaçamento entre estribos, faz com que a armadura não só fique confinada pela armadura transversal, mas também pelo FRP, permitindo assim que o fenómeno de encurvadura dos varões se verifique para deslocamentos maiores.

### 3.7.2.FATOR DE CONFINAMENTO DO BETÃO

A quantidade de reforço aplicado, foi calculado tendo por base diversas fontes bibliográficas e regulamentares, onde foi estudado o impacto do aumento da espessura no fator de confinamento.

#### 3.7.2.1.Norma Italiana – CNT-DT200/2004

Cálculo do fator de confinamento é dado pela equação (1) onde  $f_{ccd}$  representa a resistência do betão confinado,  $f_{cd}$ , a resistência do betão não confinado e  $f_{l,eff}$ , a pressão lateral efetiva.

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left( \frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \quad (1)$$

Por sua vez a pressão efetiva é calculada pela equação seguinte:

$$f_{l,eff} = K_{eff} \cdot f_l \quad (2)$$

onde  $f_l$  representa a pressão lateral afetada de um fator de eficiência  $K_{eff}$ . A pressão lateral é calculada segundo a equação (3)

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (3)$$

em que  $\rho_f$  representa o rácio geométrico de reforço e  $E_f$ ,  $\varepsilon_{fd,rid}$  representam o módulo de elasticidade e a extensão de dimensionamento do material FRP, respetivamente.

O rácio geométrico de reforço pode ser calculado através da equação (4), onde  $t_f$  representa a espessura de manta FRP,  $b$  a menor e  $d$  a maior dimensão da seção transversal. O cálculo da extensão de dimensionamento de FRP é dado pela equação (5) onde  $\varepsilon_{fk}$  é a extensão do material fornecido pelo fabricante e  $\eta_a$  e  $\gamma_f$  são fatores de segurança.

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b+d)}{b \cdot d} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min \left\{ \frac{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 0.004 \right\} \quad (5)$$

O fator de eficácia (6) é composto por três parâmetros,  $K_H$ , fator de eficácia horizontal que depende da disposição da seção transversal,  $K_V$  fator de eficácia vertical que depende da configuração do FRP adotado (para reforço contínuo  $K_V = 1$ ) e  $K_\alpha$ , fator de eficácia do reforço que é usado quando as tiras de FRP são aplicadas em espiral logo com um ângulo associado, coeficiente que é independente da seção (neste caso  $K_\alpha = 1$ ).

$$K_{eff} = K_H \cdot K_V \cdot K_\alpha \quad (6)$$

### 3.7.2.2. Norma Americana – ACI 440.2R-02

O cálculo do fator de confinamento é dado pela equação (7), originalmente proposto por Mander *et al* (1988) para encamisamento através de chapas metálicas, revelando bons resultados também para o reforço usando FRP (Spoelstra and Monti 1999).

$$f'_{cc} = f'_c \left[ 2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.25 \right] \quad (7)$$

Na equação (7),  $f'_{cc}$  representa a tensão do betão confinado,  $f'_c$ , a tensão do betão não confinado e  $f_l$  representa a tensão lateral. A tensão lateral é obtida através da equação (8) onde  $K_a$  representa o fator de eficiência (Restrepo, DeVino, 1996),  $\rho_f$ , é o rácio de reforço utilizado em seções retangulares,  $\varepsilon_{fe}$  e  $E_f$  representam a extensão efectiva do FRP e o módulo de elasticidade do FRP, respectivamente.

$$f_l = \frac{K_a \rho_f f_{fe}}{2} = \frac{K_a \rho_f \varepsilon_{fe} E_f}{2} \quad (8)$$

$K_a$  pode ser obtido através da equação (9), onde  $\rho_g$  representa o ratio de armadura ordinária ( $\rho_g = A_s/A_c$ ), sendo  $b$ ,  $h$  e  $r$  a maior e menor dimensão da seção transversal e o raio de arredondamento dos cantos da seção.

$$K_a = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3bh(1-\rho_g)} \quad (9)$$

A extensão efetiva do FRP é calculada a partir da equação (10), que representa uma limitação à extensão fornecida pelo fabricante.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu} \quad (10)$$

## 3.7.2.3. Concrete Society TR55 3rd edition

O fator de confinamento é calculado pela equação (11), onde  $f_{ccd}$  é a tensão de confinamento,  $f_{c0}$  é a tensão do betão não confinado,  $k_e$  representa um fator de eficiência,  $\rho_k$  representa um rácio de confinamento dependente da rigidez, dado que esta abordagem só deve ser usada quando o elemento apresenta rigidez passível de permitir aumentar a sua capacidade resistente. Por fim,  $\rho_\varepsilon$  representa um rácio de extensões.

$$\frac{f_{ccd}}{f_{c0}} = 1 + 5.25 (k_e \rho_k - 0.01) \rho_\varepsilon; \quad \rho_k \geq \frac{0.01}{k_e} \quad (11)$$

O rácio  $\rho_k$  é obtido através da equação (12), onde  $E_{fd}$  e  $t_f$  representam o módulo de elasticidade de dimensionamento do FRP e a espessura da manta de FRP, respetivamente.  $R_c$  representa o raio de arredondamento dos cantos da seção para aplicação do reforço,  $f_{ck}$ , a tensão característica do betão e  $\varepsilon_{c2}$ , a extensão do betão ao ser atingida a resistência máxima.

$$\rho_k = \frac{E_{fd} t_f}{\left(\frac{0.85 f_{ck}}{\varepsilon_{c2}}\right) R_c} \quad (12)$$

O fator  $k_e$  é obtido através da equação (13),

$$k_e = \frac{2R_c}{b} \quad (13)$$

onde  $b$  é a menor dimensão da seção transversal,  $\rho_\varepsilon$  é calculado por (14), onde  $\varepsilon_{h,rup}$  representa a extensão afetada do FRP dada por *Barrington et al* e o seu valor pode ser obtido pela equação (15).

$$\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{h,rup}}{\varepsilon_{c2}} \quad (14)$$

$$\varepsilon_{h,rup} = \varepsilon_{fd} \left[ 0.46 \left( \frac{2R_c}{h} \right) + 0.14 \right] \quad (15)$$

## 3.7.2.4. Norma Europeia – Eurocódigo 8.3

Para elementos constituídos por secções transversais retangulares cujos cantos tenham sido arredondados com raio  $R$ , a tensão de confinamento aplicada pelo FRP é dada pela equação (16), onde  $E_f$  representa o módulo de elasticidade do FRP,  $\varepsilon_{fu}$  representa o valor da extensão de FRP adotado,  $t_f$  a espessura de reforço utilizado e  $D$  representa a maior dimensão da secção transversal.

$$f_l = 2 E_f \varepsilon_{ju} t_f / D \quad (16)$$

A tensão de confinamento é ainda afetada por  $k_s$ , que depende do raio de arredondamento das arestas utilizado e pela dimensão  $D$ , acima referida.

$$f_l' = k_s f_l \quad (17)$$

$$k_s = 2R/D \quad (18)$$

O fator de confinamento da resistência à compressão do betão  $f_{cc}'$ , foi calculado através da expressão (7) de *Mander et al* também utilizada no regulamento Americano ACI 440.2R-02.

### 3.7.2.5. Conclusão

Por fim, foi adotada uma espessura contínua de FRP, de 0.189 mm referente a um fator de confinamento apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Fator de confinamento determinado de acordo com vários regulamentos

Documento utilizado	Fator de confinamento
CNT-DT200/2004	1.27
ACI 440.2R-02	1.20
Concrete Society TR55 3rd edition	1.23
Eurocode 8.3	1.33

A espessura de FRP foi posteriormente convertida para uma disposição em tiras, sendo a localização das mesmas, assim como a sua largura dimensionadas, de modo a estarem localizadas a meio dos estribos, como referido anteriormente. A conversão realizada, daria uma distribuição de duas camadas de FRP por cada tira, no entanto como a base é a seção de momento máximo, onde o dano se espera maior optou-se por retirar uma camada do topo da zona a reforçar, transferindo-a para a base.

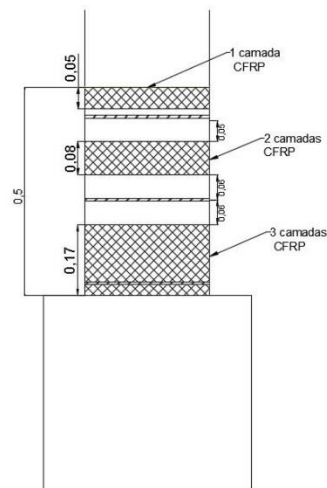


Figura 3.12 Configuração de FRP utilizada

As características do FRP utilizado encontram-se na Tabela 3.5. **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** e são valores fornecidos pelo fabricante.

Tabela 3.5 Dados de CFRP fornecidos pelo fabricante

Mantas CFRP	
Resistência à tração	$f_{ju} = 4.300 \text{ MPa}$
Extensão última	$\varepsilon_{ju} = 0.018$
Módulo de elasticidade	$E_j = 340.000 \text{ Mpa}$
Espessura	$t_j = 0.131 \text{ mm}$

### 3.7.3. PROCESSO DE APLICAÇÃO DO REFORÇO

Os procedimentos utilizados no âmbito deste trabalho foram sugeridos e realizados por funcionários experientes e especializados neste tipo de intervenções e de acordo com as técnicas que habitualmente empregam nas obras que realizam.

Na betonagem do pilar o facto do reforço ser aplicado junto às armaduras foi tido em atenção, e assim sendo, o processo de reforço de um modo sumário foi:

- Homogeneização do betão na zona a aplicar o reforço e arredondamento dos cantos, de raio 20mm.
- Colocação com resina epóxica das tiras de FRP, Figura 3.13 a) Resinas usadas na aplicação FRP; b) Colocação de FRP; c) Resultado final a).
- Aplicação de areia fina por cima das tiras de FRP de modo a facilitar a adesão do betão de recobrimento.
- Realização do recobrimento com argamassa de reparação.



a)



b)



c)

Figura 3.13 a) Resinas usadas na aplicação FRP; b) Colocação de FRP; c) Resultado final





# 4

## ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo 3 foi introduzida a campanha experimental dos pilares, nomeadamente, as características geométricas dos mesmos, propriedades mecânicas dos materiais respetivos, as trajetórias de deslocamento impostas, o *set-up* de ensaio utilizado e a instrumentação adotada.

Neste capítulo, a evolução do dano dos pilares é avaliada através de observação visual e dos dados obtidos. Os parâmetros de resposta global, tais como ductilidade, degradação de força, degradação de rigidez e dissipação de energia, são analisados através de diagramas força-*drift*/deslocamento.

### 4.2. EVOLUÇÃO DO DANO NOS PILARES ENSAIADOS

#### 4.2.1. DANO OBSERVADO

Esta secção refere-se à observação visual da evolução do dano durante os ensaios, nos quais se adotou o seguinte procedimento: no final do último ciclo de cada um dos níveis de deslocamento, o ensaio foi interrompido para que se assinalassem novas fendas e/ou a evolução de outras já existentes.

Em todos os ensaios, verificou-se o surgimento de uma fenda na base do pilar, coincidente com a secção de momento máximo. Em concordância com o que é expectável num ensaio de flexão, verificaram-se também, em todos os ensaios, sucessivas fendas horizontais distribuídas ao longo da altura dos pilares, que surgiram numa fase inicial do carregamento, sendo que, a partir de uma fase intermédia, observou-se apenas a evolução da abertura das fendas horizontais já existentes, acompanhada de novas fendas associadas a outros efeitos, nomeadamente, esforços de corte e consequente esmagamento do betão.

#### 4.2.1.1. Pilares sob ação uniaxial

Nas Figuras 4.1 a 4.3 estão representados a evolução do dano referente aos pilares sob ação uniaxial.

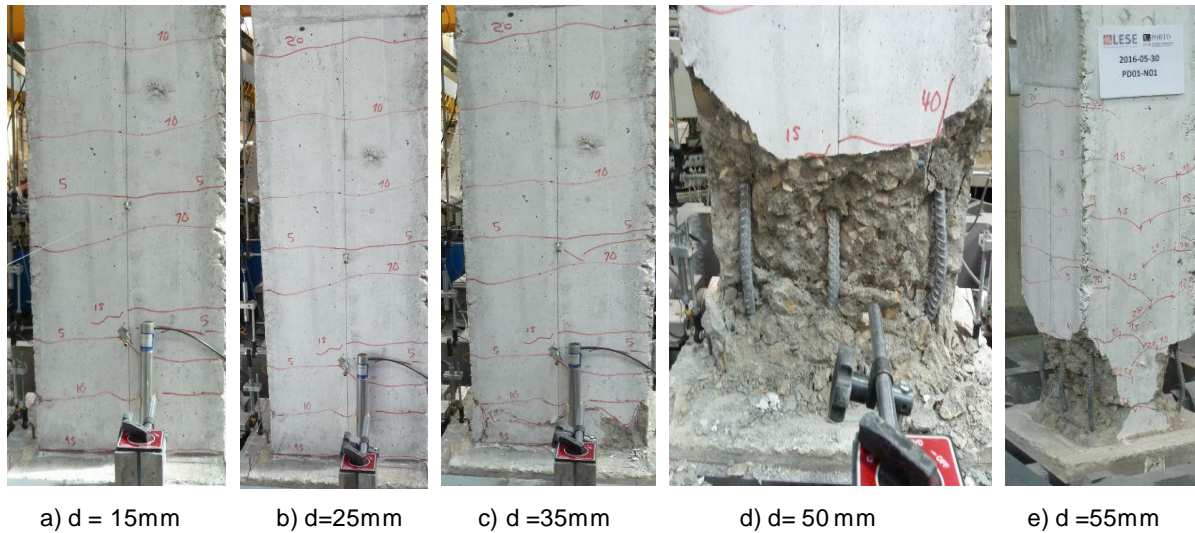
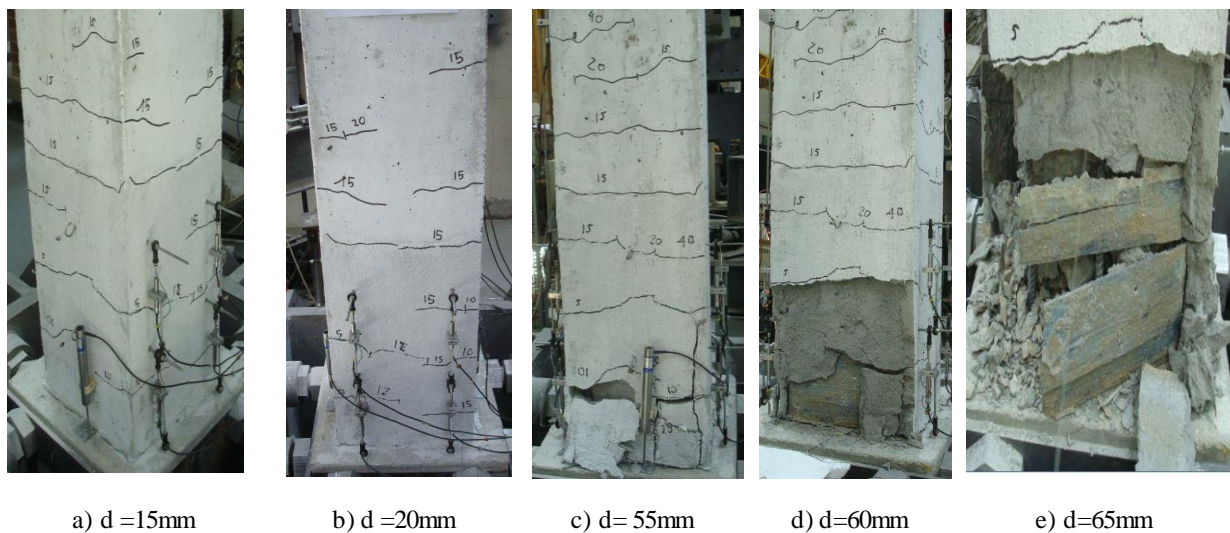


Figura 4.1 Evolução do dano no pilar PD01-N01: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) esmagamento do betão e encurvadura dos varões; e) Estado final

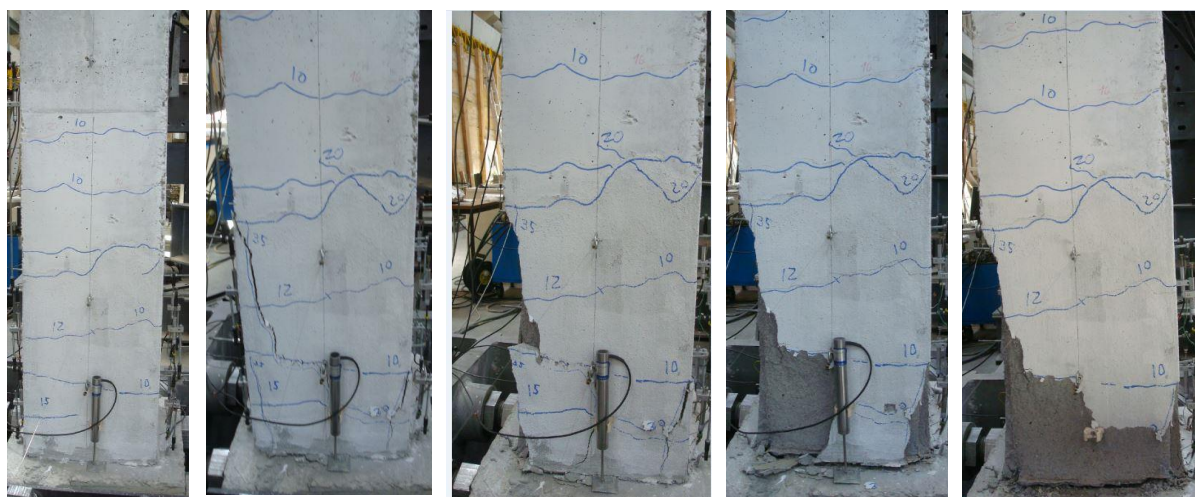




f)  $d = 75\text{mm}$

g)  $d = 75\text{mm}$

Figura 4.2 Evolução do dano no pilar PD01-N04-S: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) progressão de destacamento do betão; e) rotura do FRP; f) encurvadura dos varões; g) estado final



a)  $d = 15\text{mm}$

b)  $d = 45\text{mm}$

c)  $d = 55\text{mm}$

d)  $d = 65\text{mm}$

e)  $d = 75\text{mm}$



f)  $d = 80\text{mm}$



g)

Figura 4.3 Evolução do dano no pilar PD01-N01-RS: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) progressão de destacamento do betão; e) rotura dos varões; f) estado final; g) pormenor final do varão



#### 4.2.1.2. Pilares sob ação biaxial

Nas Figuras 4.4 a 4.6 estão representados a evolução do dano referente aos pilares sob ação biaxial.

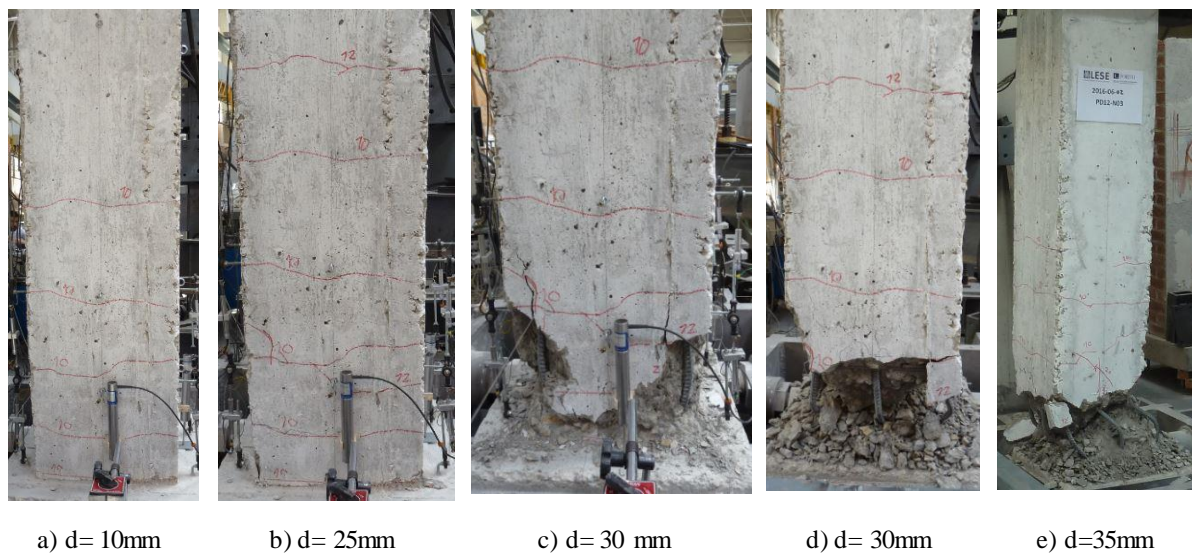
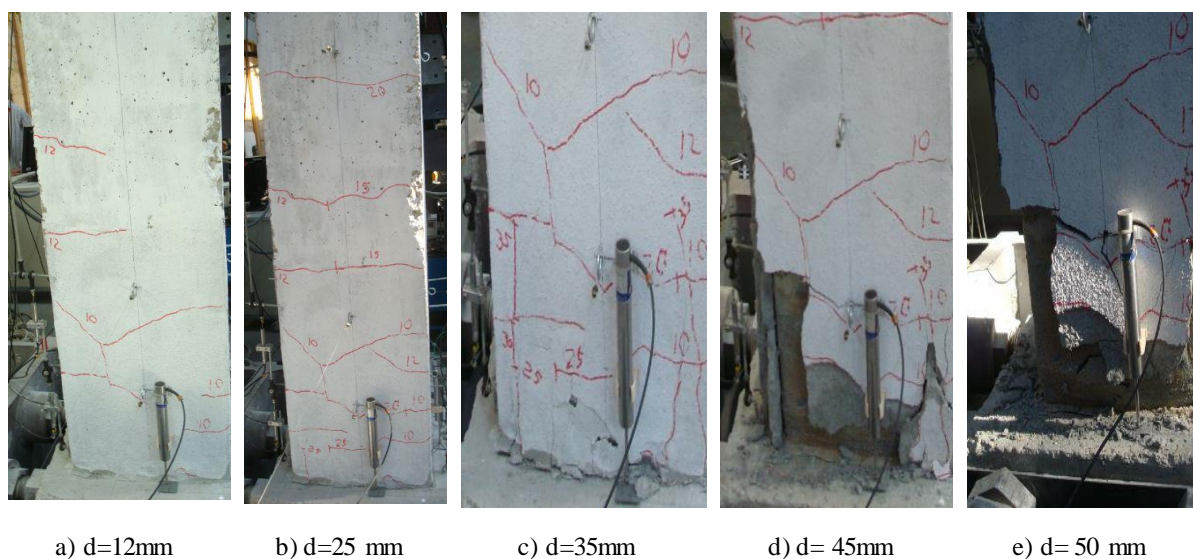


Figura 4.4 Evolução do dano no pilar PD12-N03: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) esmagamento do betão e encurvadura dos varões; e) Estado final



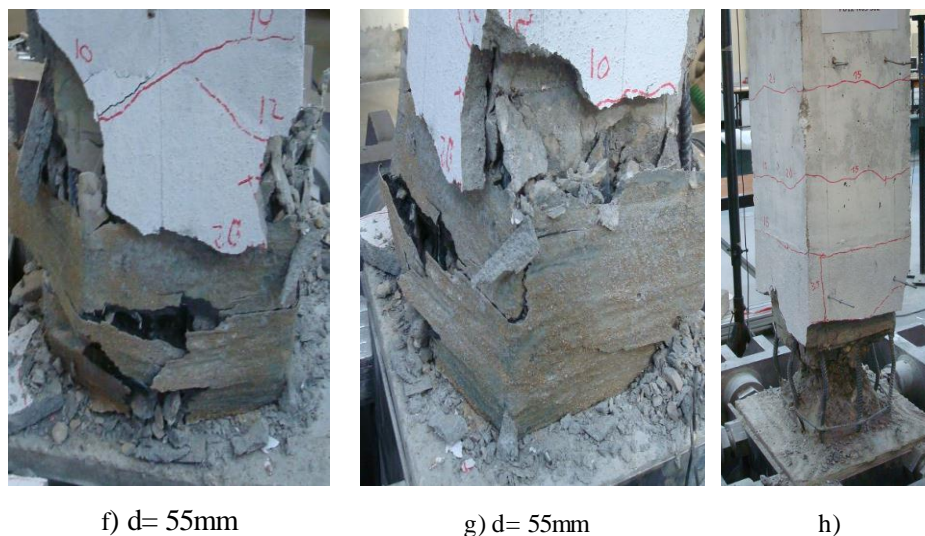


Figura 4.5 Evolução do dano no pilar PD12-N05-S: a) primeiras fendas; b) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; c) início de destacamento do betão; d) e e) progressão de destacamento do betão; f) e g) rotura do FRP; h) estado final

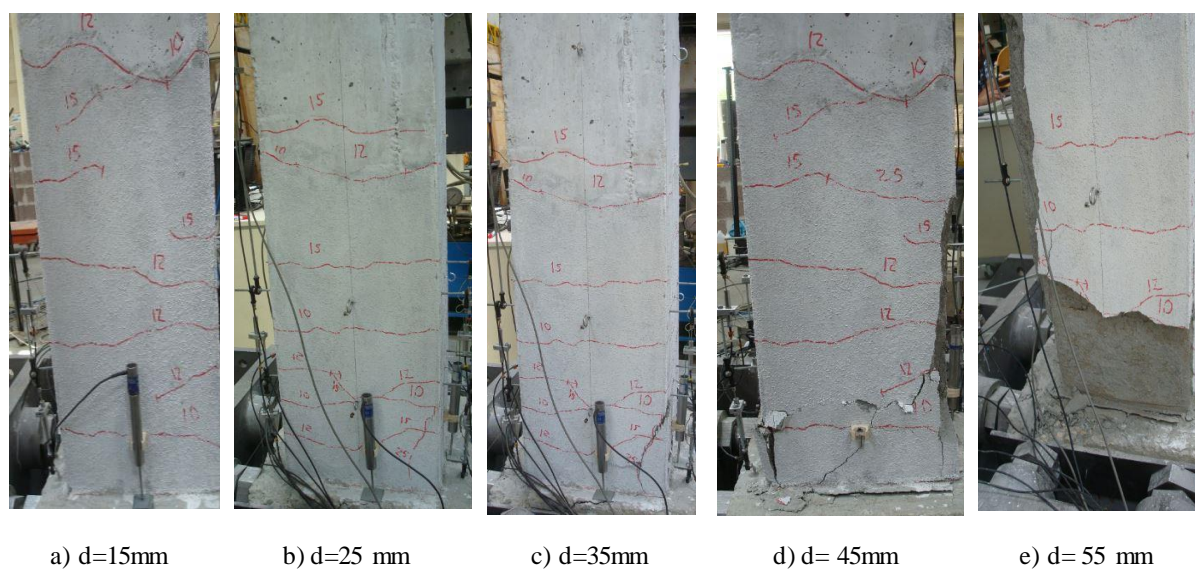






Figura 4.6 Evolução do dano no pilar PD12-N03-RS: a) primeiras fendas; b) e c) progressão de novas fendas e abertura de já existentes; d) início de destacamento do betão; e) progressão de destacamento do betão; f) rotura do FRP; g) pormenor para  $d = 65\text{mm}$ ; h) estado final

De acordo com o que já havia sido observado (Rodrigues,2012) no contexto de ensaios com esforço axial constante, a solicitação biaxial resulta num dano de maior magnitude na base do pilar para o mesmo nível de *drift*, em comparação com uma solicitação uniaxial.

De referir que o dano observado nos pilares reparados é bastante menor quando comparado com os outros ensaios uniaxiais. Isto acontece, para além da contribuição do FRP, devido à elevada resistência do betão de reparação que é sensivelmente 3.5 vezes superior ao betão dos pilares originais. De referir também que só nos pilares reparados se observou a rotura de varões, nomeadamente os de canto, na zona estabelecida para a acomodação da rótula plástica aquando da reparação da armadura longitudinal.

#### 4.2.2.DISTRIBUIÇÃO DO DANO

À solicitação sísmica de pilares que suportam, essencialmente, cargas gravíticas, como os que se encontram correntemente em edifícios (situação replicada com os espécimes realizados no âmbito deste trabalho), está normalmente associada a formação de rótulas plásticas nas zonas onde o dano é mais severo, nomeadamente, como já foi referido, junto à base do pilar onde se encontra a secção de momento máximo. A extensão da rótula plástica depende de vários fatores, tais como as dimensões da secção, o nível de esforço axial, as propriedades dos materiais e o nível de confinamento nessa zona (Rodrigues,2012).

Tabela 4.1 Resumo do comprimento de rótula plástica observada

Pilar	Reforço	Estado	Trajectoria de deslocamento	Comprimento da zona danificada média (cm)
PD01-N01	Não	Original	Uniaxial	26
PD01-N04-S	Sim	Original	Uniaxial	-
PD01-N01-RS	Sim	Reparado	Uniaxial	24
PD12-N03	Não	Original	Biaxial	45
PD12-N05-S	Sim	Original	Biaxial	31
PD12-N03-RS	Sim	Reparado	Biaxial	34

(-) Rotura total do pilar

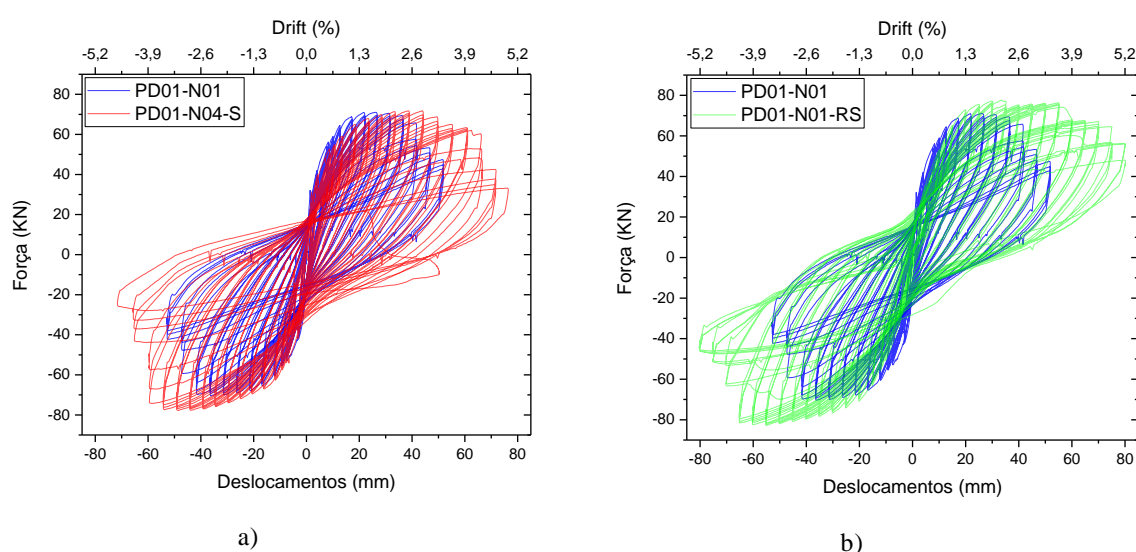
Analisando a Tabela 4.1, apesar de não se ter obtido o valor do pilar PD01-N04-S, devido ao esforço axial após a rotura, pode-se concluir que o comprimento médio da zona danificada é 30 a 50% maior nos ensaios biaxiais quando comparados com os relativos uniaxiais. Uma diminuição do comprimento da zona danificada também se verificou em relação aos espécimes reforçados face aos de controlo, fenómeno que ocorreu em ambas as solicitações aplicadas, uniaxial e biaxial. A aplicação do reforço faz com haja uma forte concentração de deformações na base fazendo com que o comprimento da zona danificada seja menor, (Rodrigues *et al*, 2015)

### 4.3.COMPORTAMENTO HISTERÉTICO FORÇA – DESLOCAMENTO

#### 4.3.1.ANÁLISE GLOBAL

##### 4.3.1.1.Ensaio Uniaxiais

Na Figura 4.7 encontram-se os resultados dos pilares solicitados uniaxialmente, em termos de força-deslocamento (*drift*) e respetivas envolventes.



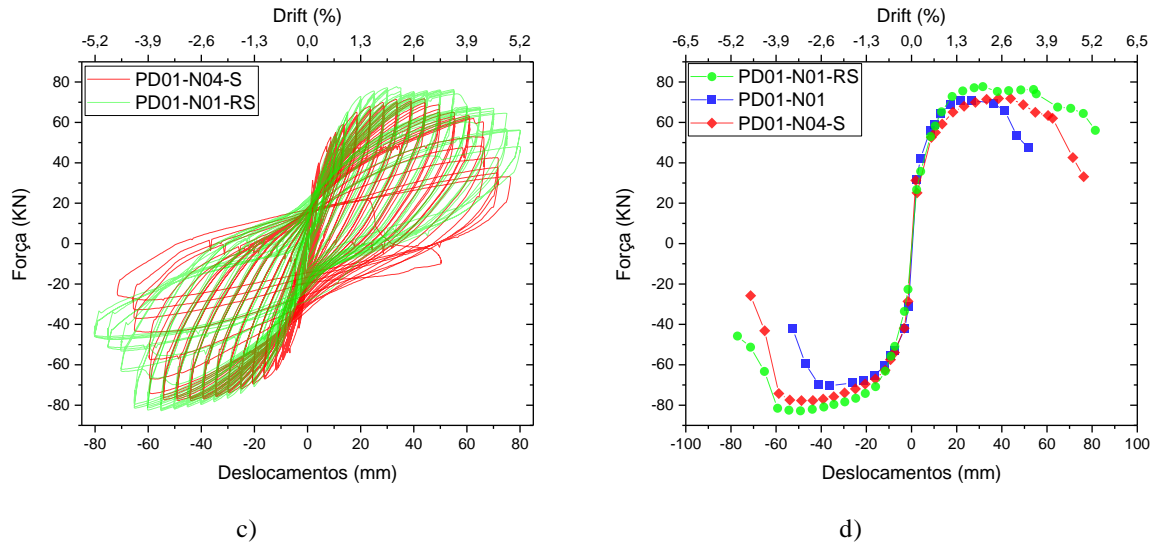
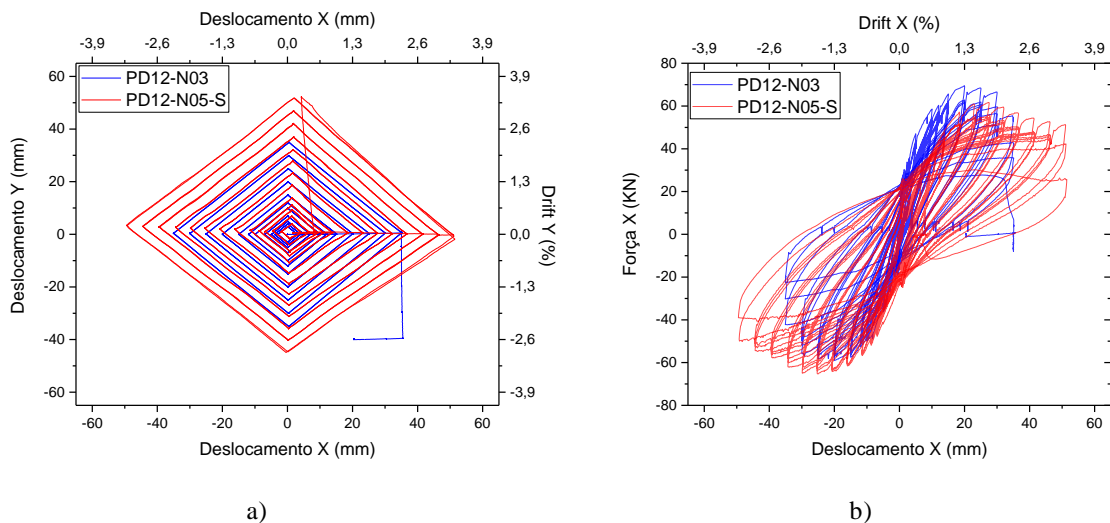


Figura 4.7 Relação força -deslocamento/*drift* obtida nos ensaios uniaxiais

Analisando os resultados presentes na Figura 4.7, podemos concluir que tanto o pilar PD01-N04-S como o PD01-N01-RS apresentam um incremento de resistência face ao pilar de controlo. Esse incremento observou-se ser menor no sentido positivo do deslocamento no caso do pilar original reforçado, tendo havido melhores resultados nos restantes casos variando entre 10 a 15%. Este facto, também foi observado nos estudos apresentados no capítulo 2. No que ao deslocamento último diz respeito, observou-se em ambos os pilares reforçados, um aumento bastante significativo (35%).

#### 4.3.1.2. Ensaio Biaxiais

Na Figura 4.7 encontram-se os resultados dos pilares solicitados uniaxialmente, em termos de força-deslocamento e respetivas envolventes.





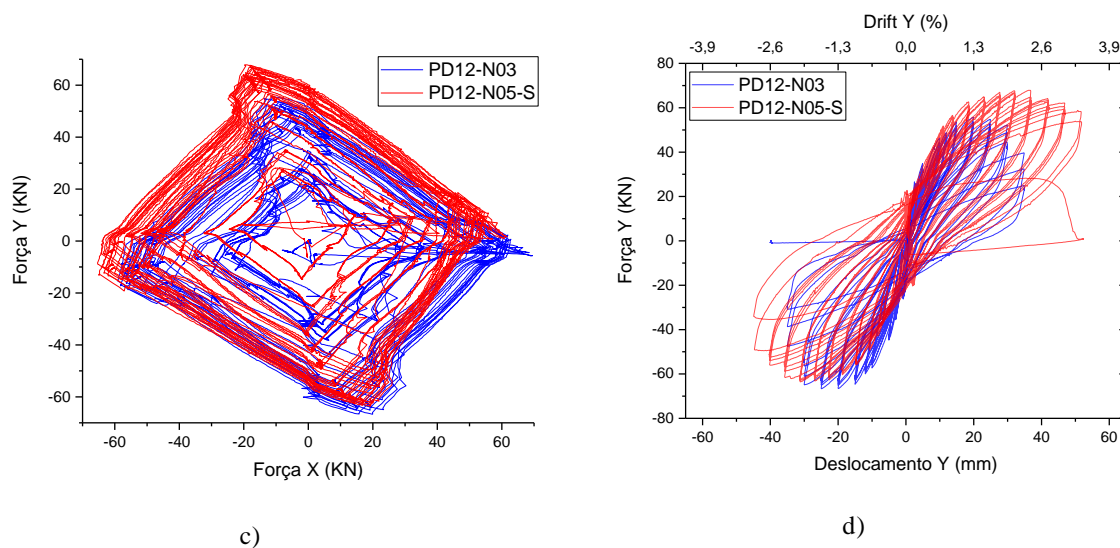


Figura 4.8 Comparação de resultados entre o pilar PD12-N03 e PD12-N05-S: a) Deslocamentos impostos; b) Força vs Deslocamentos/Drift na direção X; c) Força; d) Força vs Deslocamentos/Drift na direção Y

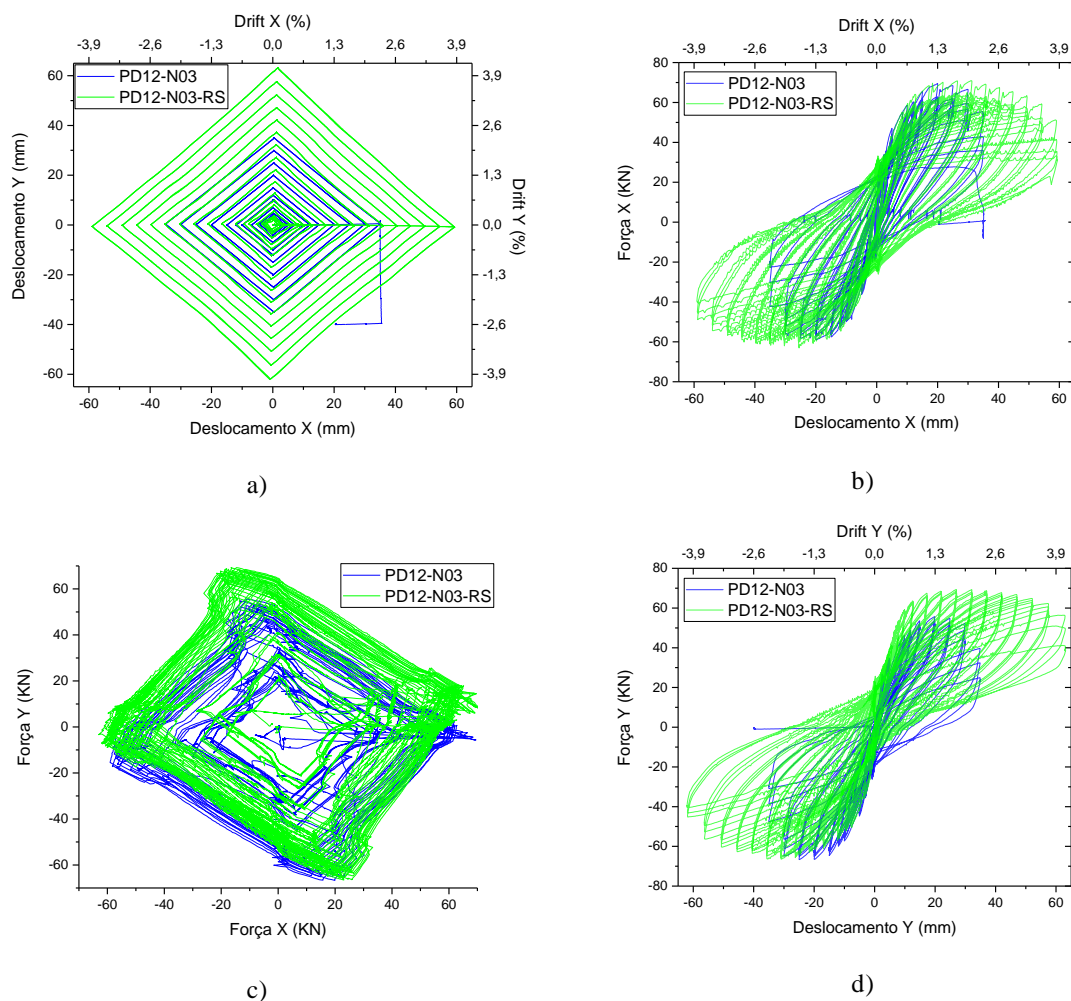


Figura 4.9 Comparação de resultados entre o pilar PD12-N03 e PD12-N03-RS: a) Deslocamentos impostos; b) Força vs Deslocamentos/Drift na direção X; c) Força; d) Força vs Deslocamentos/Drift na direção Y

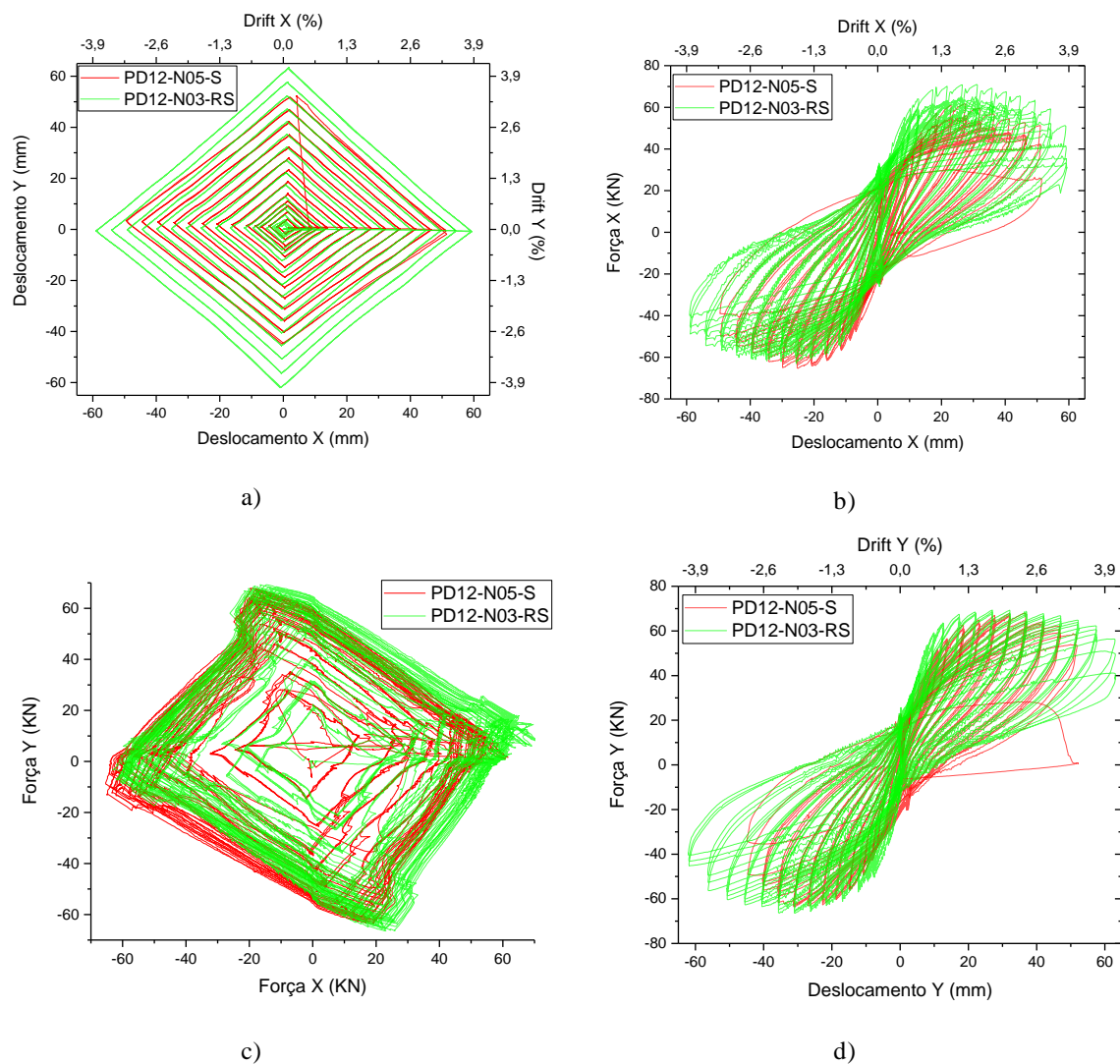


Figura 4.10 Comparação de resultados entre o pilar PD12-N05-S e PD12-N03-RS: a) Deslocamentos impostos; b) Força vs Deslocamentos/Drift na direção X; c) Força; d) Força vs Deslocamentos/Drift na direção Y

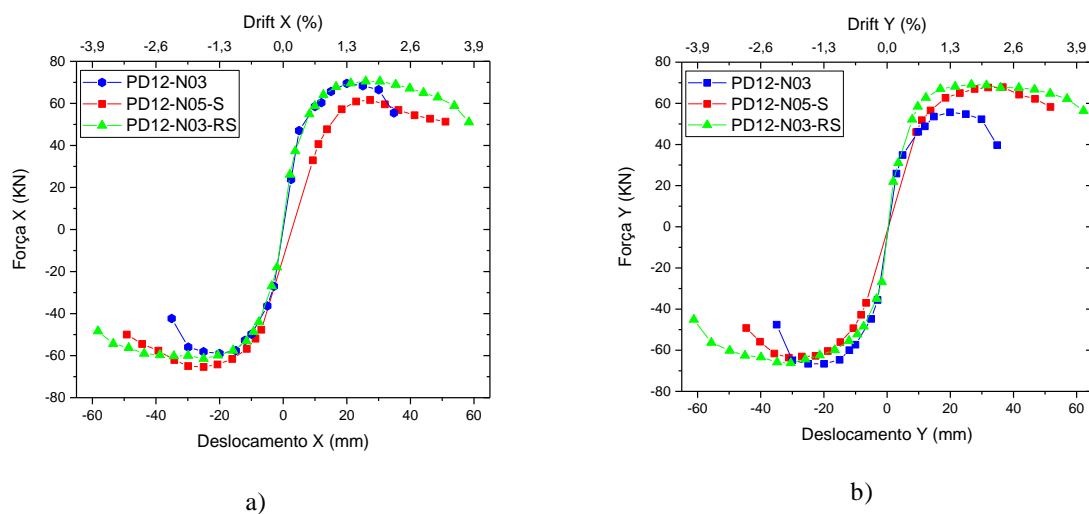


Figura 4.11 Comparação das envolventes de força/deslocamento (drift): a) Direção X; b) Direção Y

Tabela 4.2 Resumo dos resultados dos ensaios uniaxiais

Pilar	Direção Carregamento		F máx [Kn]	Fy [Kn]	$\Delta y$ [mm]	$\Delta u$ [mm]	$\Delta u / \Delta y$
PD01-N01	X	+	71.00	56.20	8.3	45.18	5.44
	X	-	70.44	53.04	7.4	48.05	6.49
PD01-N04-S	X	+	71.84	54.20	10.1	64.61	6.39
	X	-	77.75	57.50	9.3	62.21	6.69
PD01-N01-RS	X	+	77.70	53.60	9.1	73.21	8.04
	X	-	82.82	52.40	8.7	64.22	7.38

Tabela 4.3 Resumo dos resultados dos ensaios biaxiais

Pilar	Direção Carregamento		F máx [Kn]	Fy [Kn]	$\Delta y$ [mm]	$\Delta u$ [mm]	$\Delta u / \Delta y$
PD12-N03	X	+	69.51	52.30	7.9	34.83	4.41
	X	-	59.0	40.60	7.3	32.47	4.45
	Y	+	55.63	49.2	7.2	32.70	4.54
	Y	-	66.66	50.3	7.1	32.00	4.51
PD12-N05-S	X	+	56.83	32.92	8.6	51.02	5.93
	X	-	64.97	43.41	9.4	52.31	5.56
	Y	+	67.86	46.04	8.4	51.72	6.15
	Y	-	63.62	42.79	8.0	50.90	5.43
PD12-N03-RS	X	+	70.48	54.90	8.6	55.3	6.43
	X	-	61.41	44.00	7.8	57.4	7.36
	Y	+	69.29	57.43	8.8	62.18	7.07
	Y	-	66.48	55.22	8.0	57.2	7.15

Analisando os resultados presentes nas Tabelas 4.2 e 4.3 para os ensaios biaxiais podemos concluir que:

- Houve uma melhoria significativa () de ambas as soluções reforçadas quanto ao deslocamento último face ao pilar de controlo.
- Tendo como referência as envolventes força-deslocamento na direção X, observou-se que a resistência máxima em ambos os sentidos se manteve praticamente idêntica para o pilar PD12-N03-RS. O mesmo não se verificou para o pilar PD12-N05-S, que apresenta maior resistência no sentido negativo e menor no sentido positivo. Este fenómeno está relacionado com o facto de aquando da realização do ensaio ter ocorrido um *pushover* involuntário levando à plastificação da seção e consequente força residual para o ponto de deslocamento zero de

referência. No entanto, analisando a amplitude de força máxima, soma da força máxima positiva e negativa em valores absolutos, verifica-se que existe uma diminuição de apenas 5% face ao pilar PD12-N03, o que leva a crer que, em condições normais seriam obtidos valores de resistência idênticos ou até superiores.

- Na direção Y verificou-se para um sentido positivo um incremento significativo de resistência em ambos os pilares reforçados face ao de controlo (17 a 20%). O mesmo não se verificou para o sentido negativo onde existe uma ligeira diminuição de resistência para o espécime PD12-N05-S, de 5%, e valores idênticos para o pilar PD12-N03-RS.
- No que diz respeito ao deslocamento último, os resultados são claros. O pilar original reforçado apresentou um aumento para ambas as direções de 34% e o pilar reparado/reforçado apresentou valores, entre 30 a 50 % superiores ao pilar de controlo.

#### 4.3.2. AVALIAÇÃO DO DESLOCAMENTO DE CEDÊNCIA E DO DESLOCAMENTO ÚLTIMO

O deslocamento de cedência ou *yielding* permite diferenciar a resposta de elementos de BA entre os regimes elástico-fissurado e pós-cedência, tendo, neste caso, sido calculado através dos resultados dos ensaios realizados. Assim, adotou-se um procedimento baseado no método de determinação do deslocamento de cedência proposto por Park (1989), ilustrado na Figura 4.12 e descrito da seguinte forma (Rodrigues, 2012):

- Avaliação da força máxima do elemento em ambas as direções;
- Identificação do ciclo no qual a força é inferior a 3/4 do valor de força máxima identificado previamente;
- Cálculo da secante de rigidez ( $K_y$ ) para o ciclo identificado no passo anterior;
- Ajuste do ramo correspondente à rigidez pós-*yielding* ( $K_{pl}$ ):
- Determinação dos pontos de interseção de  $K_y$  e  $K_{pl}$  para cada direção, obtendo-se assim o deslocamento de *yielding* ( $d_y$ ).

A ductilidade última ( $d_u/d_y$ ) é calculada a partir do deslocamento último  $d_u$ , considerado como o ponto em que a força atingiu o patamar correspondente a 4/5 da força máxima do ensaio.

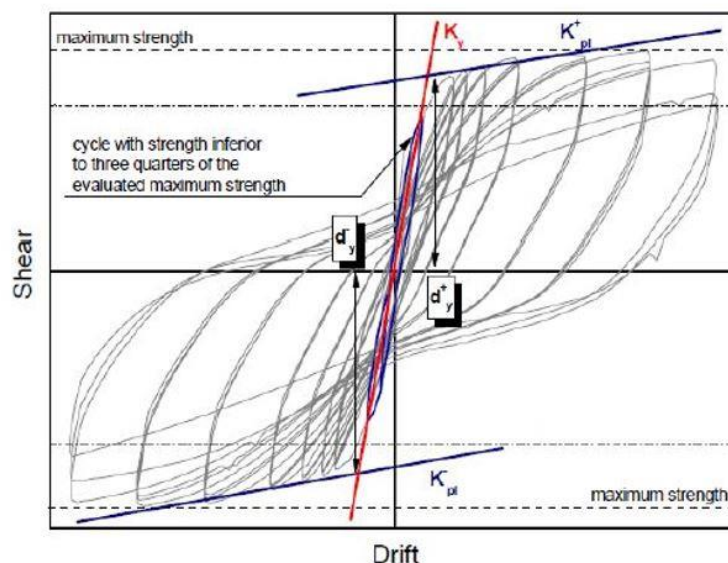


Figura 4.12 Método para a determinação do deslocamento de cedência ou *yielding* (Rodrigues, 2012)

## 4.3.3. ANÁLISE DE DUCTILIDADE

Um dos principais objetivos do processo de reparação e reforço consistia em verificar a eficiência dos mesmos na manutenção ou até melhoria da ductilidade dos pilares. A partir da análise da Tabela 4.2 e Tabela 4.3 conclui-se que houve um aumento bastante significativo no aumento da ductilidade tanto nos ensaios uniaxiais como também nos biaxiais.

Na Tabela 4.4 é bem visível o aumento sofrido pelos pilares reforçados, solicitados uniaxialmente, quando comparados com o pilar de controlo. De referir que foi direção positiva do carregamento onde se verificou um maior acréscimo da ductilidade.

Tabela 4.4 Relação dos pilares reforçados com o de controlo (uniaxial)

Pilar	Direção Carregamento		dy	du	du/ dy
PD01-N04-S	X	+	18%	30%	15%
	X	-	20%	23%	3%
PD01-N01-RS	X	+	9%	38%	32%
	X	-	15%	25%	12%

Tal como realizado para os ensaios uniaxiais, na Tabela 4.5 estão presentes os resultados da relação entre os pilares reforçados e o pilar de controlo solicitados biaxialmente. Assim como foi observado para os ensaios numa só direção, também aqui se verifica um aumento significativo da ductilidade. De referir que os resultados obtidos são mais regulares, isto é, não sofrem uma variação tão abrupta como referenciado para os ensaios uniaxiais. O pilar PD12-N03-RS foi o que apresentou um maior aumento da ductilidade em ambas as direções e sentidos.

Tabela 4.5 Relação dos pilares reforçados com o de controlo (biaxial)

Pilar	Direção Carregamento		$\Delta y$ [mm]	$\Delta u$ [mm]	$\Delta u / \Delta y$
PD12-N05-S	X	+	8%	32%	26%
	X	-	22%	38%	20%
	Y	+	14%	37%	26%
	Y	-	13%	37%	17%
PD12-N03-RS	X	+	8%	37%	31%
	X	-	6%	43%	40%
	Y	+	18%	47%	38%
	Y	-	13%	44%	37%

#### 4.4. DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA

Com vista a avaliar o efeito do reforço e reparação na degradação de força dos pilares sujeitos a carregamento cíclico, adotou-se o seguinte processo, Figura 4.13 : para cada nível de deslocamento imposto, normalizou-se a força aplicada com base no valor máximo, que normalmente ocorre para o primeiro dos três ciclos realizados por nível. A análise da degradação de força baseou-se nos ciclos de força negativa (X-, Y-), uma vez que a trajetória de força para cada nível de deslocamento iniciou-se sempre na direção de força positiva.

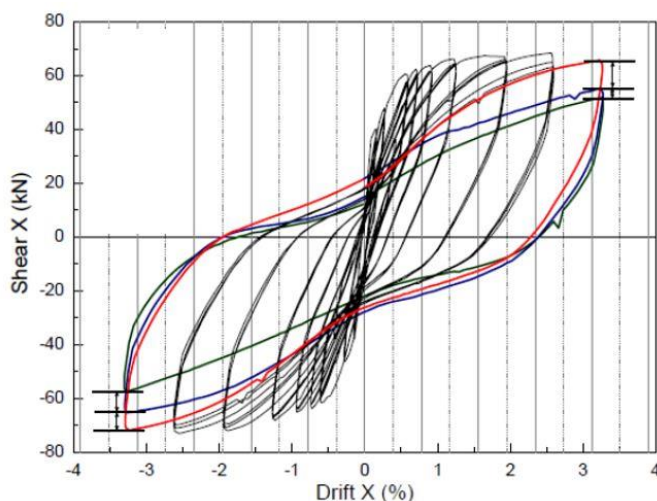


Figura 4.13 Estratégia para avaliar a degradação de resistência sob carregamento cíclico (adaptado, Rodrigues, 2012)

As Figuras 4.14 e 4.15, apresentam a degradação de resistência para os ensaios uniaxiais e biaxiais, respetivamente, dos quais se retiram as seguintes conclusões:

- A degradação de resistência em todos os pilares mantém-se aproximadamente constante até determinado nível de deslocamento (*drift*), sofrendo maior variação quando ocorrem os fenómenos de destacamento do betão, rotura das faixas de FRP e encurvadura dos varões.
- Dado que os fenómenos acima descritos ocorrem para um nível de deslocamento inferior nos ensaios biaxiais, a degradação de resistência ocorre, naturalmente, mais cedo.

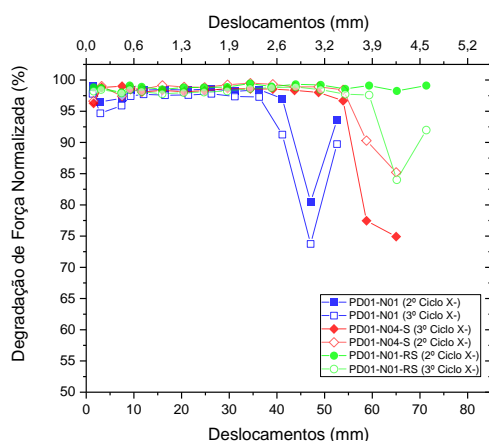


Figura 4.14 Degradação de resistência para os ensaios uniaxiais

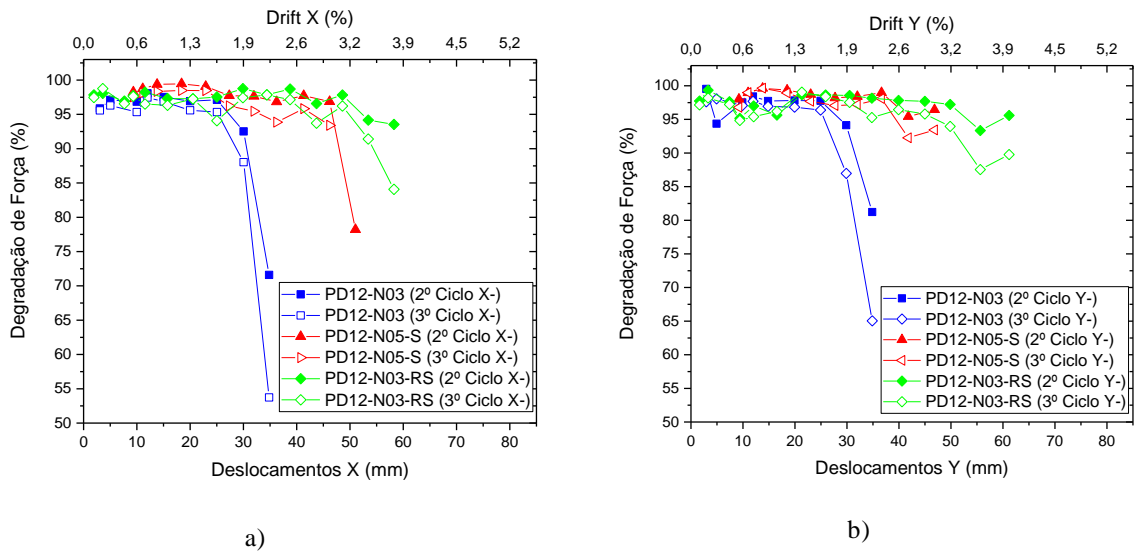


Figura 4.15 Degradação de resistência dos ensaios biaxiais: a) Direção X; b) Direção Y

#### 4.5. DEGRADAÇÃO DE RIGIDEZ RELATIVA

A degradação de rigidez foi avaliada através da comparação dos valores de rigidez entre picos para os pontos correspondentes às envolventes força-drift, no sentido positivo, já apresentadas, que correspondem ao declive das respetivas retas secantes à origem. A rigidez inicial foi adotada para todos os pilares como sendo a correspondente ao ciclo de deslocamento de 5mm. Exceção feita ao pilar PD12-N05-S que, como sofreu *pushover* com deslocamento de 8mm, adotou-se a rigidez inicial como sendo a do ciclo de 10 mm, daí se notar um início mais tardio da degradação de rigidez presente na Figura 4.17.

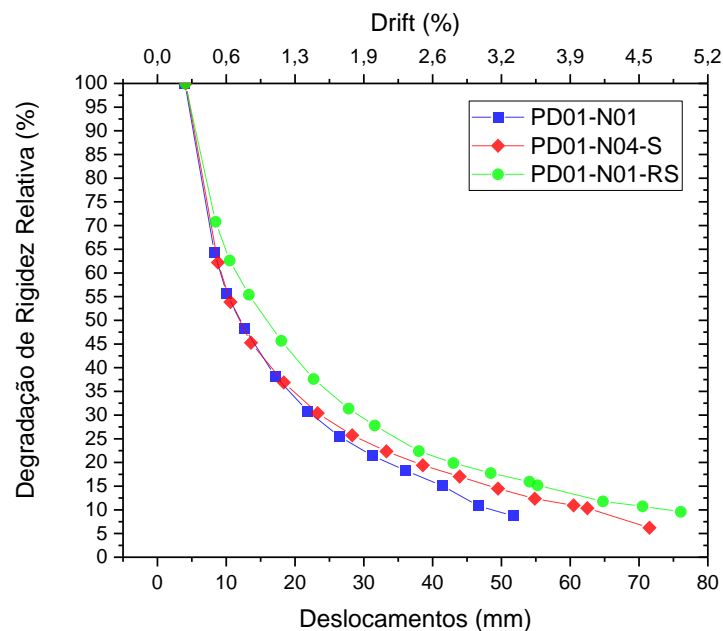


Figura 4.16 Degradação de rigidez para os ensaios uniaxiais



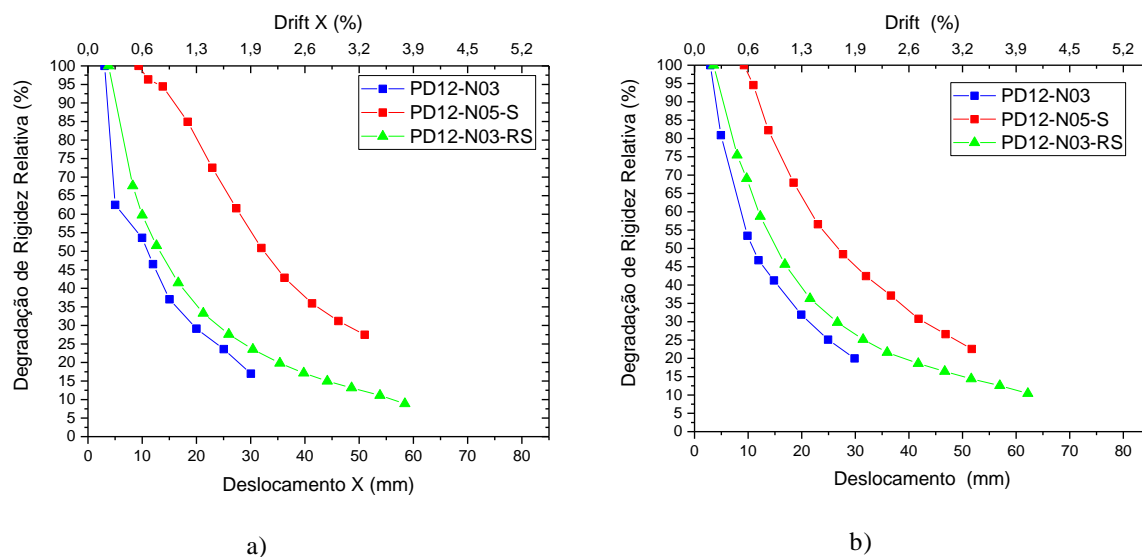


Figura 4.17 Degradação de rigidez para os ensaios biaxiais: a) Direção X; b) Direção Y

Analisados os resultados presentes nas figuras 4.16 e 4.17, pôde-se concluir que:

- Nos ensaios uniaxiais, o pilar reparado/reforçado é o que apresenta uma degradação de rigidez menor para o mesmo nível de deslocamento. O pilar reforçado encontra-se praticamente coincidente com o pilar de controlo para níveis de deslocamento inferiores, apresentando um melhor comportamento para níveis superiores.
- Nos ensaios biaxiais, a mesma conclusão se pode tirar ao pilar reparado/reforçado que ocorreu no ensaio unidirecional. No que ao pilar PD12-N05-S, apesar de não ter sido realizado o cálculo para o mesmo ciclo que os restantes, a sua trajetória ao longo dos sucessivos deslocamentos assemelha-se à do pilar de controlo, para níveis inferiores, e apresentando uma aparente degradação mais suave para níveis superiores.

#### 4.6. DISSIPACÃO DE ENERGIA

A dissipação de energia é uma propriedade fundamental dos elementos de betão armado sujeitos a ações sísmicas, uma vez que estes, pretendendo-se que acomodem dano sem atingir o colapso, dissipam a energia recebida através da sua resposta histerética, sem que haja uma queda acentuada de resistência (Elmenshaw et al., 2010).

A dissipação de energia histerética acumulada foi avaliada para todos os ensaios, através do cálculo da área de cada ciclo de carga em ambas as direções, para o sentido positivo, sendo que a energia total é calculada como sendo a soma das duas partes – ver equações (19) a (21).

$$Edx = \int FX dx \quad (19)$$

$$Edy = \int FY dy \quad (20)$$

$$E_{total} = \int FX dx + \int FY dy \quad (21)$$



Os resultados obtidos da dissipação de energia acumulada total presentes na Figura 4.18 permitem concluir que:

- Nos ensaios uniaxiais todos os pilares apresentam praticamente o mesmo valor de energia dissipada para um mesmo nível de deslocamento, sendo os gráficos muito semelhantes.
- Nos ensaios biaxiais, verificou-se um melhor comportamento por parte do pilar PD12-N03-RS principalmente na direção X.

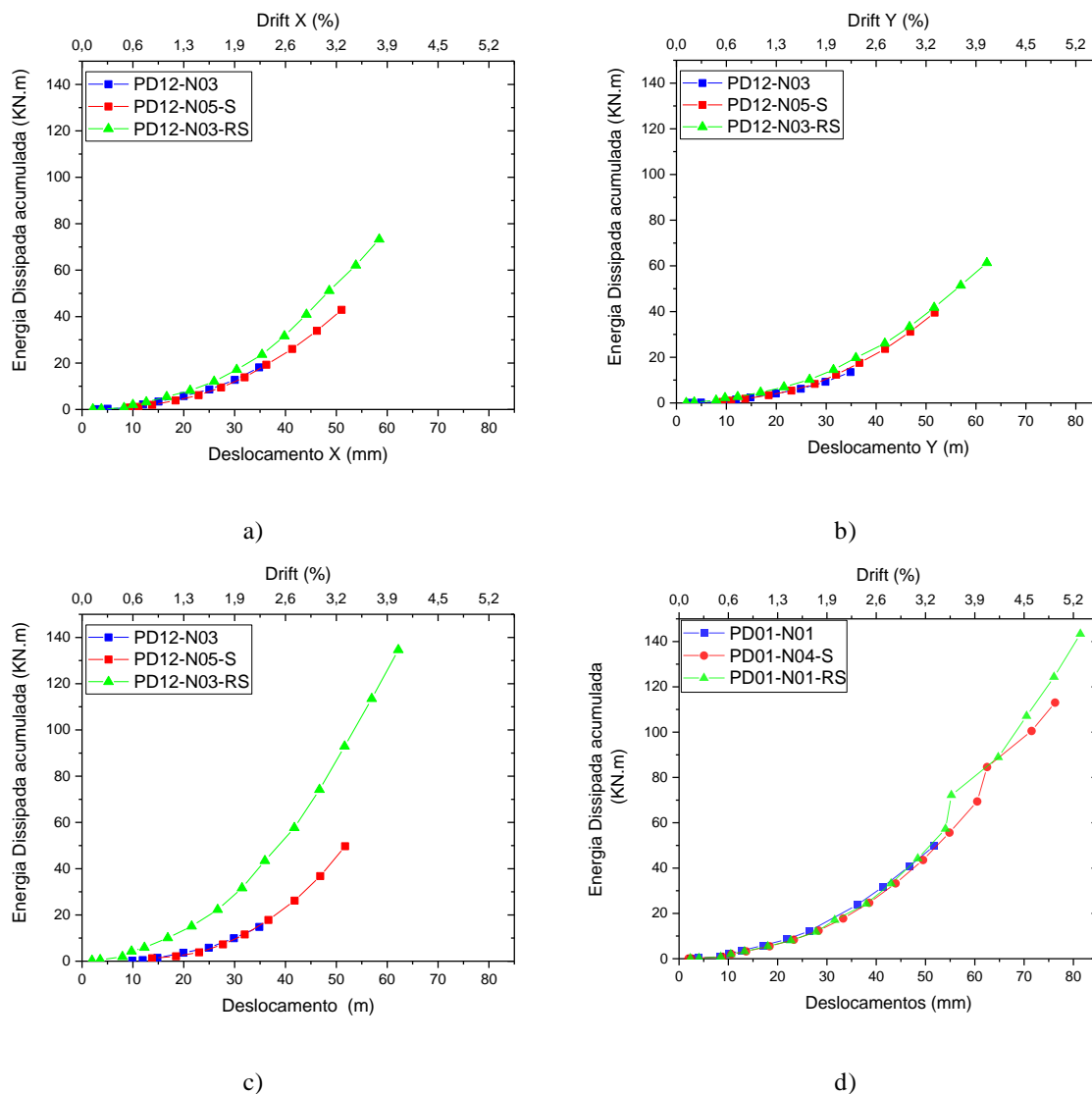


Figura 4.18 Dissipação de energia acumulada: a) Ensaio biaxial direção X; b) Ensaio biaxial direção Y; c) Soma dos gráficos da direção X e Y; d) Ensaio uniaxial



# 5

## MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PILARES

### 5.1. INTRODUÇÃO

A ferramenta numérica utilizada neste trabalho para a simulação do comportamento dos pilares de betão armado foi o programa *SeismoStruct* v6.5.

Esta ferramenta permite avaliar a resposta não linear de uma estrutura sujeita a uma ação sísmica, obtendo-se assim simulações dos comportamentos quer dos materiais, elementos estruturais quer da resposta estrutural global (deslocamentos dos elementos, curvas de capacidade, *drifts*).

Este programa foi usado para criar os modelos numéricos dos pilares que posteriormente foram calibrados com base nos resultados experimentais.

### 5.2. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO

#### 5.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO AÇO

O modelo usado para caracterizar o aço foi “Menegotto-Pinto steel model - stl\_mp”. Este é um modelo uniaxial de aço, que foi inicialmente programado por Yassin (1994) baseada numa simples, mas eficiente, relação de tensão-deformação proposto por Menegotto e Pinto (1973), juntamente com o modelo de endurecimento isotrópico proposto pelo Filippou et al. (1983). A implementação atual, segue a formulada por Monti et al. (1996). Uma regra adicional proposta por Fragiadakis et al. (2008) foi introduzida, para uma maior estabilidade numérica/precisão para carregamentos cíclicos. A utilização deste modelo deve limitar-se à modelação de estruturas de betão armado, particularmente para aqueles submetidas a histórias de carregamento complexas, onde podem ocorrer reversões significativos de carga. Como discutido por Prota et al. (2009), com a calibração correta, este modelo, inicialmente desenvolvido para a utilização de armadura nervurada, também pode ser empregue para a modelação de varões lisos, frequentemente encontrada em estruturas existentes.

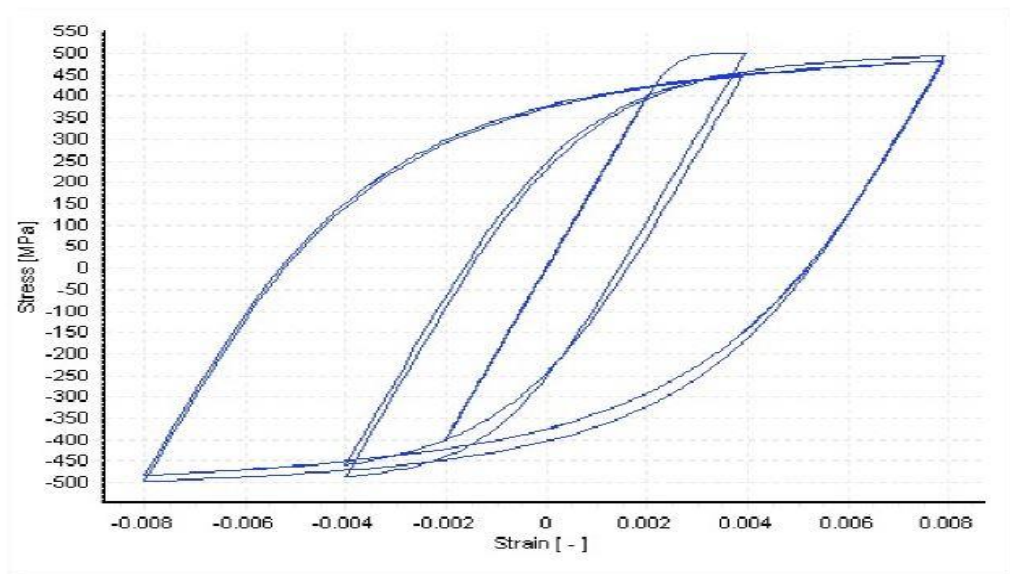


Figura 5.1 Gráfico genérico do modelo do aço segundo Menegotto - Pinto (1973)

Este modelo pode ser calibrado no programa, e é composto por 10 parâmetros que podem ser alterados pelo utilizador. Tabela 5.1 apresenta os valores dos parâmetros adotados.

Tabela 5.1 Parâmetros de calibração do aço geralmente usados

Propriedades do Material	Valores de referência	Valor pré-definido	Valor utilizado
Módulo de Elasticidade	2.00E+08 – 2.10E+08 (kPa)	2.00E+08	1.92E+08
Tensão de cedência	230000 – 650000 (kPa)	500000 (kPa)	410000
Parâmetro $\mu$	0.005-0.015	0.005	0.005
Parâmetro $R_0$	20	20	20
Coeficiente A1	18.5	18.5	19.5
Coeficiente A2	0.05-0.15	0.15	0.15
Coeficiente A3	0.01-0.025	0	0.025
Coeficiente A4	2-7	1	1
Extensão de rotura	-	0.1	0.1
Peso específico	78 (kN/m <sup>3</sup> )	78 (kN/m <sup>3</sup> )	78 (kN/m <sup>3</sup> )

### 5.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO

O modelo usado para caracterizar o betão foi o “Mander et al. concrete model – com\_ma”. Este é um modelo constante não-linear de confinamento uniaxial, inicialmente proposto por Mander (1993), que segue a relação proposta por Mander et al. (1988) e o modelo cíclico proposto por Martinez- Rueda e Elnashai (1997). Os efeitos no confinamento devido à presença de armadura transversal estão incorporados no modelo proposto por Mander et al. (1988) onde a pressão lateral de confinamento é assumida em todo o espectro de tensão deformação.

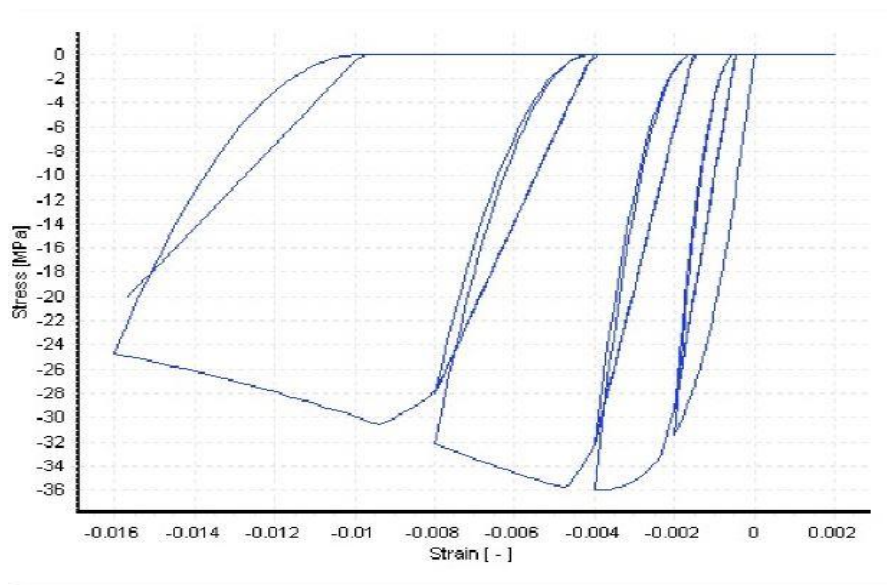


Figura 5.2 Gráfico genérico do modelo do betão segundo Mander et al. (1988)

Este modelo pode ser calibrado no programa, e é composto por 5 parâmetros apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 Parâmetros de calibração do betão usados nos modelos numéricos

Propriedades do Material	Valores de referência	Valor pré-definido	Valor utilizado
Resistência à compressão	15000-45000 (kPa)	28000 (kPa)	18800 (kPa)
Resistência à tração	2000 – 3000 (kPa)	2200 (kPa)	0 (kPa)
Extensão	0.002-0.0022 (m/m)	0.002 (m/m)	0.002 (m/m)
Peso específico	24 (kN/m <sup>3</sup> )	24 (kN/m <sup>3</sup> )	24 (kN/m <sup>3</sup> )

### 5.2.3. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE REFORÇO

O modelo utilizado para simular a secção reforçada com FRP foi “Nonlinear FRP-confined concrete model – con\_frp”. Este é um modelo de confinamento não linear uniaxial variável desenvolvido por Ferracuti e Saviola que segue a relação constitutiva e regras cíclicas propostas por Mander et al, para compressão e os de Yankelevsky e Reinhardt para tensão. Os efeitos do confinamento introduzido pelo encamisamento de FRP são modelados segundo as regras propostas por Spoelstra e Monti.

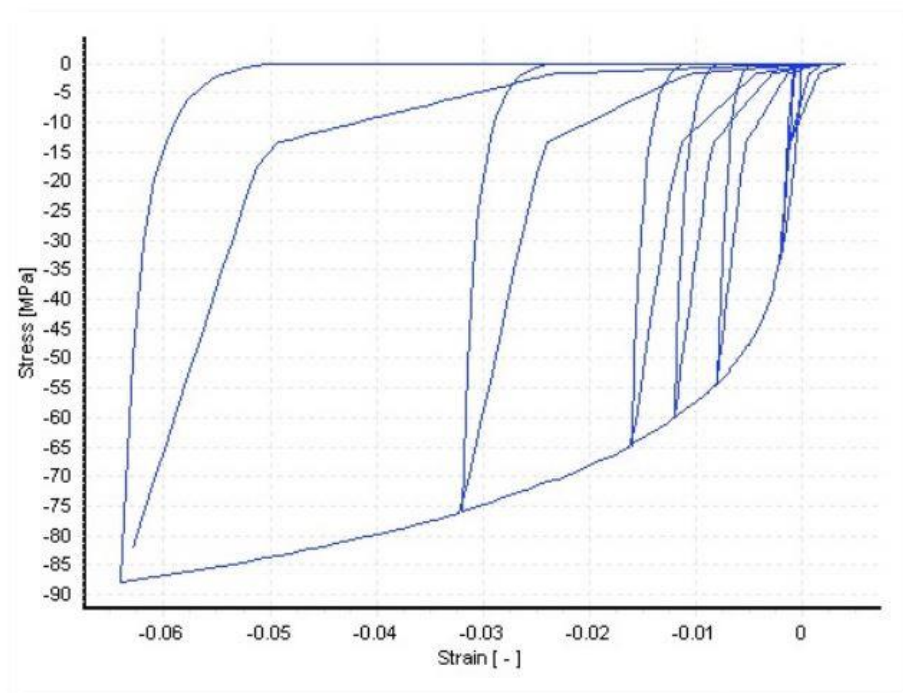


Figura 5.3 Gráfico genérico do modelo de reforço com FRP.

Este modelo pode ser calibrado no programa, e é composto por 7 parâmetros que são indicados na Tabela 5.3:

Tabela 5.3 Parâmetros de calibração do betão usados nos modelos numéricos

Propriedades do Material	Valores de referência	Valor pré-definido	Valor utilizado
Resistência à compressão	15000-45000 (kPa)	30000 (kPa)	18800 (kPa)
Extensão	0.002-0.0022 (m/m)	0.0022 (m/m)	0.002 (m/m)
Módulo de elasticidade do FRP	2.15E+08-7.00E+08 (kPa)	2.30E+08 (kPa)	2.34E+08 (kPa)
Extensão última do encamisamento de FRP	0.004-0.02 (m/m) (fibras de carbono)	0.0072 (m/m)	0.018 (m/m)
	0.03-0.055 (m/m) (fibra de vidro)		
Rácio de FRP	-	0.01	0.0027
Peso específico	24 (kN/m <sup>3</sup> )	24 (kN/m <sup>3</sup> )	24 (kN/m <sup>3</sup> )

#### 5.2.4. MODELOS NUMÉRICOS

Na análise efetuada, a caracterização da não linearidade dos elementos é normalmente definida por um modelo de fibras ou por um modelo de rótulas plásticas. O modelo de fibras admite a distribuição de incursões plásticas ao longo do comprimento dos elementos em função das extensões que se vão verificando e o modelo de rótulas plásticas considera que a plasticidade se encontra localizada nas extremidades dos elementos, Figura 5.4. O modelo de rótulas plásticas é um modelo mais simplificado e por si só torna o processamento da análise mais rápido que no caso do modelo de fibras. No entanto as principais vantagens do modelo de fibras caracterizam-se pela: grande pormenorização da secção, possibilidade de localização onde a não linearidade se instala, dispensabilidade de calibração inicial e de definição de um comprimento onde possa ocorrer a não linearidade. A formulação por fibras tem em conta o comportamento histerético dos elementos tendo por base os respetivos modelos de comportamento dos materiais e a não linearidade é simulada a nível longitudinal e transversal onde a inelasticidade está instalada (Rocha, 2011). A não linearidade dos elementos de barra é determinada pelos pontos de integração onde se avalia a resposta não linear do estado de tensão-extensão do conjunto de fibras em que a secção está subdividida, Figura 5.5. Assim, pode dizer-se que o elemento de barra está sujeito a uma discretização longitudinal e transversal.

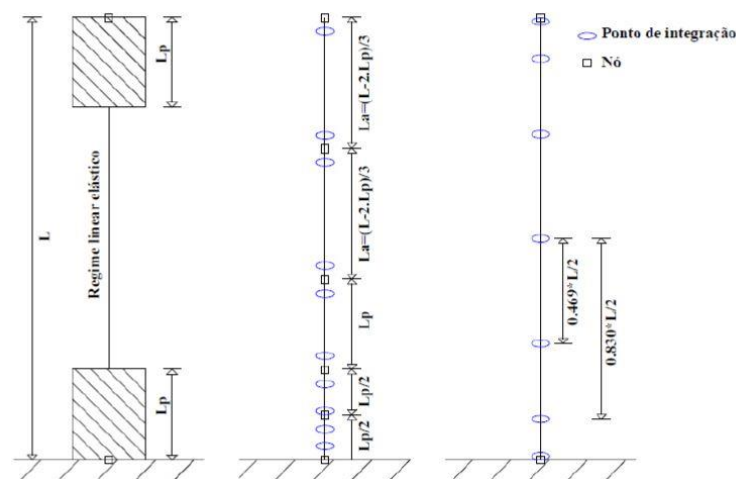


Figura 5.4 – Esquema ilustrativo das estratégias de modelação com as correspondentes secções de controlo: a) Modelos de plasticidade concentrada; b) Modelos com não linearidade distribuída base ados em deslocamentos; c) Modelos com não linearidade distribuída baseados em forças. (adaptado, Rodrigues, 2012)

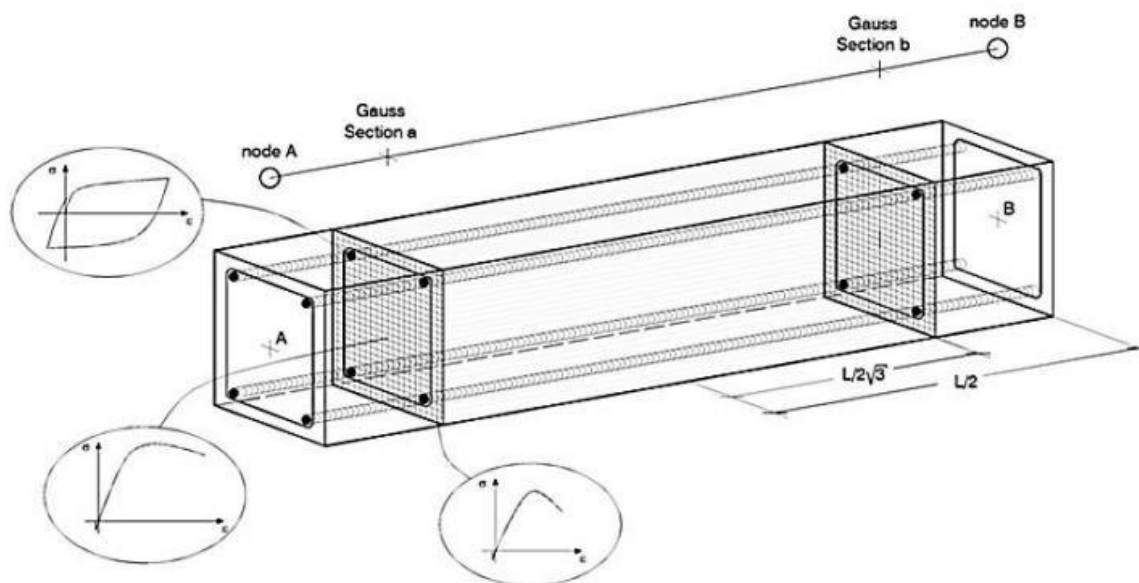


Figura 5.5 – Elemento de barra adotando a modelação de distribuição de não linearidade pelo modelo de fibras (Seismosoft, 2012)

A discretização da secção transversal através de um modelo por fibras pode envolver uma de duas formulações de elementos finitos (FE): baseada nos deslocamentos (Hellesland e Scordelis, 1981; Mari e Scordelis, 1984) e baseada nas forças (Alemdar e White, 2005).

No presente trabalho, o modelo baseado no deslocamento foi utilizado, dado que foi aquele onde se verificou uma melhor correspondência de resultados face aos ensaios experimentais.

No que à análise diz respeito foi adotada a análise estática no tempo que consiste na aplicação de forças, deslocamentos ou combinação de ambos possuindo uma lei variável no tempo. Este tipo de análise é, por norma utilizada para se avaliarem modelos estáticos de estruturas sobre diferentes configurações de forças e deslocamentos.

### 5.3.COMPARAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Após a realização dos ensaios e da modelação, análise e comparação dos resultados foi efetuada. Da Figura 5.6 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do pilar PD01-N01 até Figura 5.9, são apresentados os gráficos força-deslocamento (*drift*) dos pilares solicitados à flexão uniaxial e biaxial, sendo os segundos apresentados para cada direção em separado.



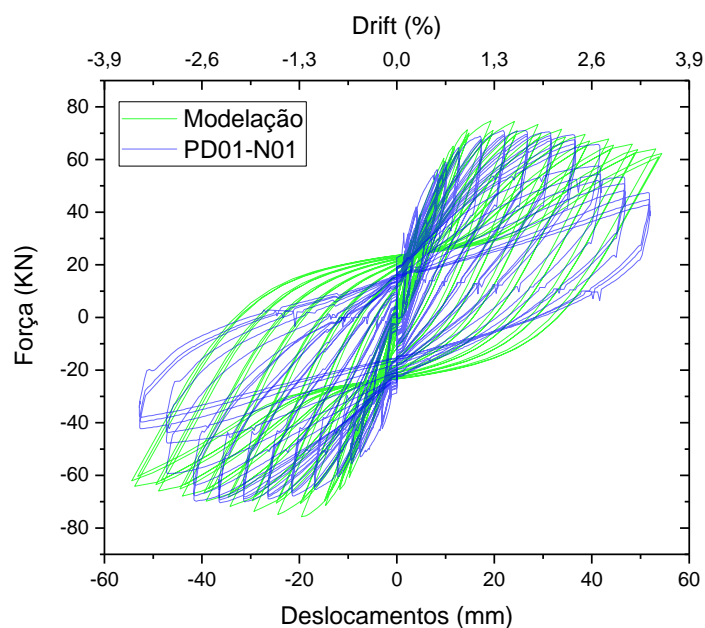


Figura 5.6 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do pilar PD01-N01

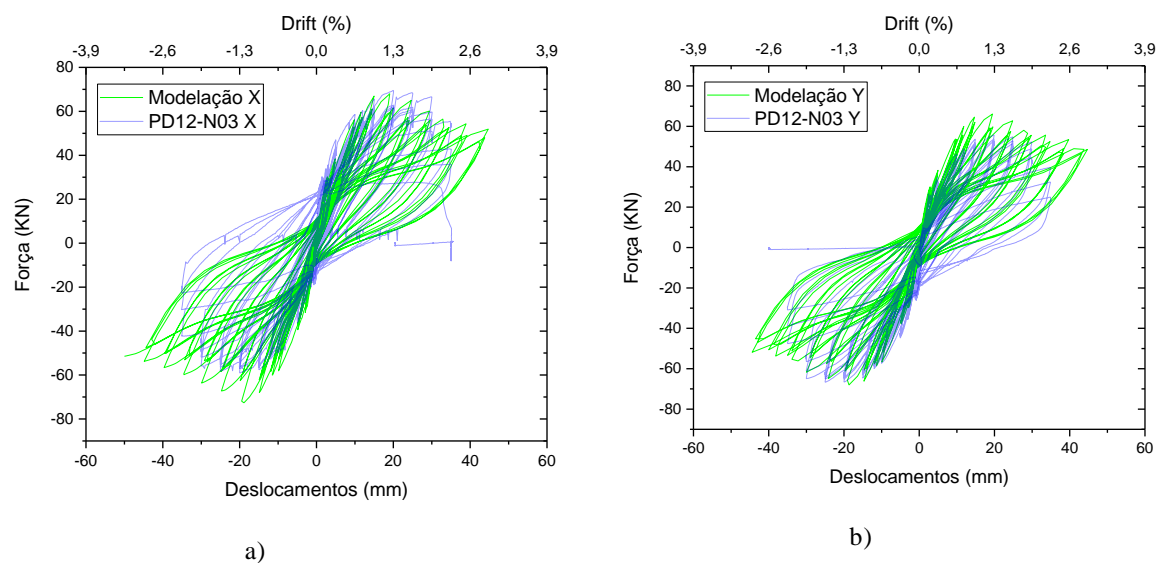


Figura 5.7 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do ensaio PD12-N03: a) Direção X; b) Direção Y

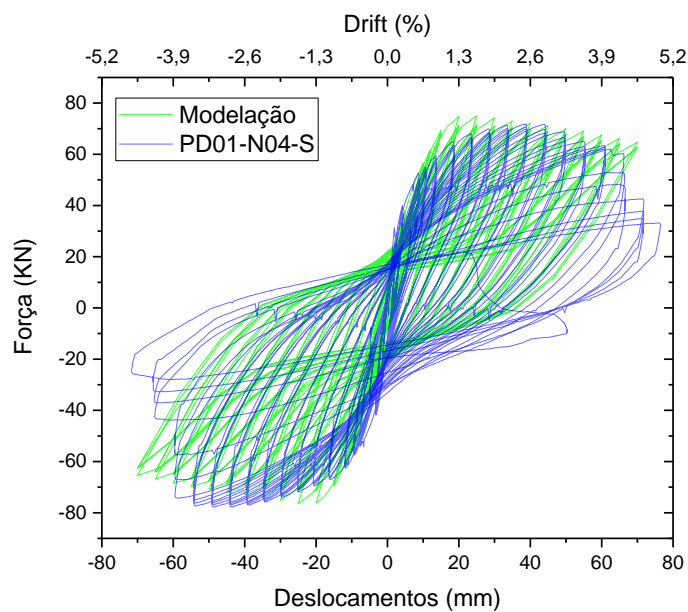


Figura 5.8 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do pilar PD01-N04-S

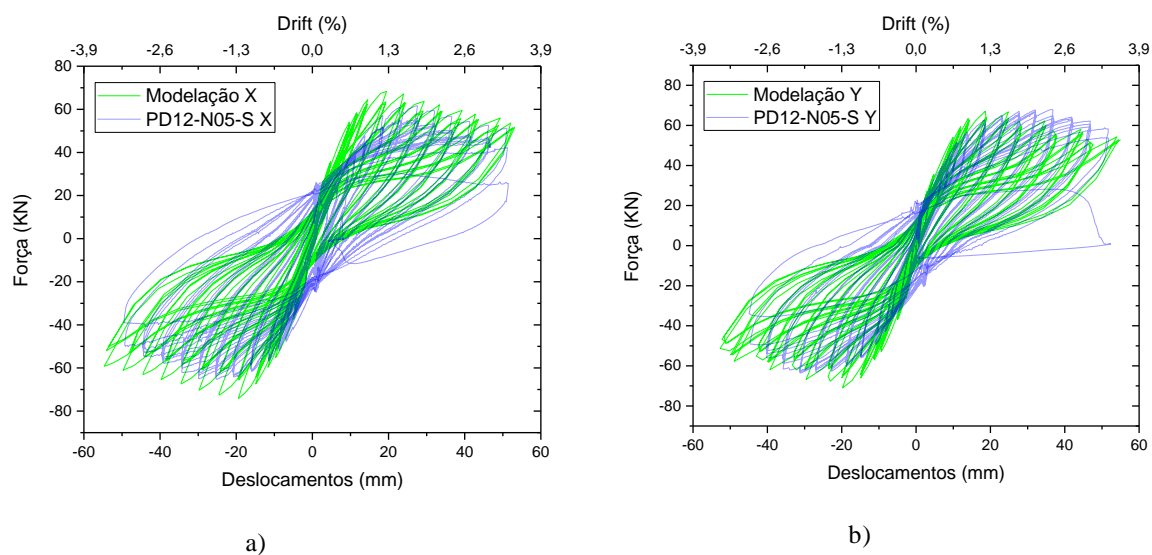


Figura 5.9 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do ensaio PD12-N05-S: a) Direção X; b) Direção Y

Os resultados obtidos quanto à resistência máxima em ambas as situações, experimental e modelação, foi traduzida na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e através de modelação

Pilar	Direção	Carregamento	Experimental	Modelação	Diferencial
			$F_{m\acute{a}x}$ [Kn]	$F_{m\acute{a}x}$ [Kn]	
PD01-N01	X	+	71.00	74.68	5%
	X	-	70.44	75.73	6%
PD01-N04-S	X	+	71.84	75.02	4%
	X	-	77.75	76.41	2%
PD12-N03	X	+	69.51	67.97	2%
	X	-	59.0	72.63	19%
	Y	+	55.63	66.10	13%
	Y	-	66.66	67.62	2%
PD12-N05-S	X	+	68.30	56.83	16%
	X	-	74.12	64.97	13%
	Y	+	67.01	67.86	1%
	Y	-	71.02	63.62	10%

Através da análise da tabela anterior, podemos concluir que no caso dos pilares solicitados uniaxialmente, os resultados são bastante aproximados tanto dos ensaios originais como também dos reforçados.

As modelações realizadas biaxialmente não apresentam resultados tão satisfatórios como os anteriores. Isto deve-se ao facto anteriormente já referenciado, de no pilar PD12-N05-S ter havido um *pushover* inicial, não permitindo assim uma aquisição ideal dos resultados. No caso do pilar PD12-N03, uma boa concordância foi obtida para 2 das 4 direções, não sendo possível um ajuste de uma direção sem alteração das outras.

No geral, os resultados das modelações uniaxiais apresentam uma boa concordância, ao contrário dos os biaxiais em os resultados são menos satisfatórios.



# 6

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1. CONCLUSÃO FINAL

Pretendeu-se, com esta dissertação, realizar um estudo da resposta de pilares de betão armado, originais e reparados, reforçados com mantas FRP, quando sujeitos a flexão uniaxial e biaxial acrescida de esforço axial constante. Vários parâmetros de análise foram utilizados de modo a avaliar o comportamento dos espécimes testados com o reforço a ser aplicado junto às armaduras.

O presente capítulo sumariza as principais conclusões retiradas do trabalho realizado e propõe novos caminhos a seguir no contexto de investigações futuras.

O trabalho realizado resultou, essencialmente, nas seguintes conclusões:

- Aumento do deslocamento último (20 a 40 %) face ao deslocamento de cedência (6 a 20%) o que origina um aumento da ductilidade última (20 a 40 %).
- O pilar reparado e reforçado apresentou em ambas as solicitações uma menor degradação de rigidez.
- Maior degradação de resistência nos ensaios biaxiais quando comparado com os uniaxiais.
- Observou-se que os pilares testados biaxialmente apresentam um maior dano, degradação de força e degradação de rigidez que os seus pares ensaiados uniaxialmente para o mesmo nível de deslocamento.
- Boa correspondência das simulações efetuadas pelo software *Seismostruct*, para o caso do carregamento uniaxial. No caso do carregamento biaxial não se obteve uma correspondência tão boa, não deixando por isso de ser bastante aceitável.

### 6.2. TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho procurou abordar uma nova solução de reforço, no entanto, apesar dos bons resultados, é necessário um maior leque de ensaios de modo a consolidar resultados. Assim, sugere-se uma investigação mais detalhada dos seguintes aspetos:

- Realizar este tipo de configuração em pilares com seções e configurações construtivas diferentes.
- Realizar ensaios de pilares reforçados com esta configuração, com diferentes leis de carga aumentando o valor do esforço axial.
- Realização de um estudo de modo a averiguar a capacidade resistente ao fogo por parte do reforço dado estar protegido pela camada de recobrimento.

Os trabalhos futuros apresentados têm o objetivo de alargar conhecimentos sobre o tema abordado nesta dissertação espera-se que este trabalho sirva de apoio a trabalhos futuros.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bakis, C.E., Bank, L.C., Brown, V.L., Cosenza, E., Davalos, F.F., Lesko, J.J., Machida, A., Rizkalla, S.H., Triantafillou, T.C. (2002), *Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction – State-of-the-Art Review*, Journal of composites for construction
- Rocha, P. (2011), “*Reforço e Reparação de Pilares de Edifícios de Betão Armado em Zonas Sísmicas*”, Tese de Doutoramento, Universidade do Porto
- Vidigal, V. (2005), *Reforço Sísmico de Pilares de Betão Armado Análise e Avaliação*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, J.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley and Sons
- Rodrigues, H., Arêde, A., Furtado, A., & Rocha, P. (2015). *Seismic Rehabilitation of RC Columns Under Biaxial Loading: An Experimental Characterization*. Structures, Volume 3, August 2015, 43–56.
- Rodrigues, H., Arêde, A., Furtado, A., & Rocha, P. (2015). *Seismic Behavior of Strengthened RC Columns Under Biaxial Loading: An Experimental Characterization*. Construction and Building Materials 95, July 2015, 393-405.
- Ye, L.P., Zhang, K., Zhao, S.H., Feng, P. (2003), *Experimental study on seismic strengthening of RC columns with wrapped CFRP sheets*. Construction and Building Materials 17, 499-506
- Katsumata, H., Kobatake, Y., Takeda, T. (1988), *A study on strengthening with carbon fiber for earthquake-resistance capacity of existing reinforced concrete columns*, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Volume 3, August 1988, 517-522
- Ozcan, O., Binici, B., Ozcebe, G. (2008), *Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers*, Engineering Structures 30, March 2008, 1632-1646
- Yalcin, C., Kaya, O., Sinangil, M. (2006), *Seismic retrofitting of R/C Columns having plain bars using CFRP sheets for improved strength and ductility*, Construction and Building Materials 22, December 2006, 295-307
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., Jin, L. (1997) *Repair of Earthquake-Damaged RC Columns with FRP Wraps*, ACI Structural Journal, 94-S20, April 1997, 206-214
- Rodrigues, H. (2012), *Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns*, Tese de Doutoramento (PhD Thesis), Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro
- Paulay, T. (2002). *An estimation of displacement limits for ductile systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, 583-599.
- Park, R. (1989). *Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22.
- Elmenschawi, A., & Brown, T. (2010). *Hysteretic energy and damping capacity of flexural elements constructed with different concrete strengths*. Engineering Structures, Vol. 32, 297-305.
- Yassin, M. H. M. 1994. *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*. Dissertation, University of California. Berkeley, California

- Menegotto, M., Pinto, P. (1973) *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*, Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association Bridge Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 15–22.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V. (1983), *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Reinforced Concrete Joints*, Report EERC 83-19, Earthquake Research Center of California, Berkley, 1983
- Monti, G., Nuti, C., Santini, S. (1996), *CYRUS-Cyclic response of upgraded sections*, Univ. Chieti, Italy.
- Fragiadakis, M., Papadrakakis, M. (2008), *Performance Based optimum seismic design of reinforced concrete structures*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 37, 825-844
- Prota, A., Manfredi, G., Montib, G., Ludovic, M., Lignola, G. (2009), *Retrofitting of existing RC buildings with FRP*, 2009
- Seismosoft (2006), “SeismoStruct.” Messina, Italy.
- Mander, J. B., Priestley, A., Park, R. (1988) *Theoretical Stress-strain Model For Confined Concrete*, J. Struct. Eng., vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1988.
- Martinez-Rueda, J.E. (1997) *Energy Dissipation Devices for Seismic Upgrading of RC Structures*, PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.
- Teixeira, P. (2015), *Avaliação Experimental da Resposta Cíclica em Flexão Biaxial com Esforço Normal de Pilares de Betão Armado Reparados Após Dano Prévio*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto
- Fernandes, S. (2013), *Caracterização da Fragilidade Sísmica de Edifícios*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto